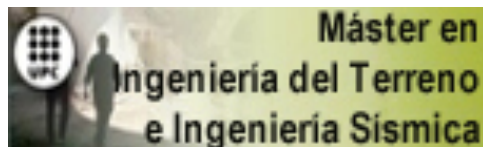


# TRABAJO FINAL DE MÁSTER



## TÍTULO

**MODELADO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS  
CONVENCIONALES. APLICACIÓN AL ANALISIS DE  
FRAGILIDAD DEL EDIFICIO “LA VIÑA” EN LORCA  
(MURCIA)**

## AUTOR

**ING. PABLO ANDRES ABRIL JARAMILLO**

## TUTOR

**DR. JOSE RAMON GONZALEZ DRIGO**

## ESPECIALIDAD

**INGENIERIA SISMICA Y GEOFISICA**

## FECHA

**16 DE SEPTIEMBRE DE 2013**



**Dep. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA





## RESUMEN

La representación de una estructura afectada por un terremoto mediante un modelo numérico, genera una aproximación de la realidad con la cual se pueden tomar decisiones sobre los tipos de reparaciones que se pueden realizar de acuerdo a los daños existentes o demoler la edificación para evitar la pérdida de vidas humanas. Este trabajo presenta, una evaluación del nivel de daño existente en el Edificio de “La Viña”, afectado por el sismo de Lorca ocurrido el 11 de mayo del 2011. Para lo cual, se realizará una descripción de los daños presentes en los elementos estructurales y no estructurales, en función del informe técnico presentado por el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

Además, se modelará la estructura aporticada de Hormigón Armado y muros de mampostería no confinados utilizando los programas de cálculo estructural SAP2000, ETABS y 3MURI, para obtener sus modos naturales de vibración y evaluar su comportamiento en el rango elástico y elastoplástico frente a una demanda sísmica determinada mediante un ensayo de empuje incremental “*PUSH-OVER*”.

Posteriormente, se realizará un análisis de la estructura, aplicando el procedimiento “A” presentado en el capítulo 8 del documento ATC-40, con objeto de determinar el punto de desempeño “*Performance Point*”, utilizando como demanda sísmica los espectros de diseño normados por el Eurocódigo EC-08 y tomando como base la normativa sísmica española NCSE-02 y los espectros resultantes del sismo de Lorca de mayo de 2011. Se obtienen las curvas de fragilidad del edificio, aplicando la metodología *LM2* propuesta en el documento RISK-UE – WP04.

Los resultados de este estudio se han comparado con resultados experimentales obtenidos durante una campaña de interferometría radar, realizada por el Instituto de Geomática de la UPC. Los valores de los modos naturales de vibración determinados experimentalmente y los calculados sobre los modelos numéricos muestran una notable coherencia.

En todos los modelos estructurales analizados se ha evidenciado una elevada vulnerabilidad de la edificación ante la demanda sísmica del terremoto de Lorca de 2011, mientras que con la demanda prevista por el Eurocódigo EC-08, el edificio no presentaría un daño significativo

## **ABSTRACT**

The illustration of a structure affected by an earthquake by using a numerical model generates an approximation of the reality through which we can take decisions about the types of reparation that respond to the damages of the building or demolish the building to avoid further accidents. This work presents an assessment of the level of damage of the building “*La Viña*”, affected by the Lorca earthquake, which occurred on May 11, 2011. First, there will be a description of the damages found in the structural and nonstructural elements, based on the technical report presented by the College of Architects of Murcia.

Secondly, the concrete frame carrier and unconfined masonry walls will be modeled using three different structural analysis programs (SAP2000, ETABS and 3MURI) to obtain their natural modes of vibration and assess behavior in elastic and inelastic range against a specific seismic demand during a PUSHOVER analysis.

Thirdly, I will show an analysis of the structure applying the procedure A presented in the chapter 8 developed in the ATC-40 document, *with the goal of* finding the performance point using the seismic demand spectra regulated by Eurocode EC-08, and based on the Spain Seismic Regulations NCSE-02 and the spectra of earthquake Lorca of May 2011. Also, obtain the fragility curves of the building applying the method *LM2* specified by RISK-UE-WP04.

The results study has been comparing with experimental results obtained during interferometry radar campaign made by Geomatic Institute by UPC. The natural modes of vibration determined experimentally and the results calculates in the numerical models show a remarkable consistency.

In all analyzed structural models have shown a high vulnerability of the building to the seismic demand Lorca earthquake of 2011, however the projected demand by Eurocode EC-08, the building does not present a representative damage.



## INDICE

RESUMEN .....	I
ABSTRACT .....	II
INDICE.....	III
INDICE DE FIGURAS .....	V
INDICE DE TABLAS.....	VIII
AGRADECIMIENTOS .....	IX
DEDICATORIA .....	X
INTRODUCCION .....	1
ANTECEDENTES.....	2
INUNDACIONES PRODUCIDAS EN LA ZONA DE MURCIA-CIUDAD DE LORCA.....	2
SISMISIDAD DE LA ZONA DE MURCIA-CIUDAD DE LORCA.....	4
SISMO DE LORCA 11 DE MAYO DE 2011. ....	7
OBJETIVOS .....	10
OBJETIVO GENERAL.....	10
OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	10
<b>CAPITULO I .....</b>	<b>11</b>
DESCRIPCION DEL EDIFICIO “LA VIÑA” .....	12
DETALLES CONSTRUCTIVOS .....	14
CIMENTACION .....	14
COLUMNAS .....	14
VIGAS.....	15
LOSA .....	16
MUROS.....	17
<b>CAPITULO II .....</b>	<b>20</b>
ANALISIS DEL EDIFICIO “LA VIÑA” AFECTADO POR EL SISMO DE LORCA DE MAYO DEL 2011 .....	21
<b>CAPITULO III.....</b>	<b>27</b>
MODELO ESTRUCTURAL .....	28
MATERIALES .....	29
CIMENTACIÓN .....	29
SECCIONES COLUMNAS.....	29
SECCIONES VIGAS .....	30
SECCIONES LOSA DE PISO Y LOSA DE TERRAZA .....	32
MUROS.....	33
TIPOS DE CARGA.....	34
CARGAS DE ESCALERA.....	34

COMBINACION DE CARGA.....	36
<b>CAPITULO IV .....</b>	<b>37</b>
DEMANDA SÍSMICA.....	38
ESPECTRO DE RESPUESTA NCSE-02 Y EUROCODIGO EC-08 .....	38
ESPECTRO DE DEMANDA SISMO DE LORCA, MAYO 2011.....	41
CAPACIDAD .....	46
DESEMPEÑO.....	52
ESPECTRO DE RESPUESTA NCSE-02 Y EUROCODIGO EC-08 .....	56
ESPECTRO DE DEMANDA SISMO DE LORCA 2011.....	61
FRAGILIDAD.....	62
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>67</b>
RESULTADOS .....	68
ANALISIS CUALITATIVO DE COLUMNAS .....	68
MODELOS .....	70
ANALISIS MODAL MEDIANTE RADAR INTERFEROMETRICO .....	72
DEMANDA SÍSMICA .....	77
CAPACIDAD .....	77
DESEMPEÑO .....	83
CURVAS DE FRAGILIDAD .....	89
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>95</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>97</b>
APLICACIONES UTILIZADAS .....	100
<b>ANEXOS.....</b>	<b>101</b>
1. DETALLE CIMENTACION Y COLUMNAS.....	101
2. RESUMEN DE DAÑO EN COLUMNAS EDIFICIO “LA VIÑA” .....	102
3. PLANOS ESTRUCTURALES.....	103
4. ANALISIS MODAL .....	110
5. COMPARACION TIPOS DE SUELO NCSE02 Y EUROCODIGO EC-08 .....	113
6. TABLAS DE ROTULAS PLASTICAS FEMA 356 .....	114
7. TABLAS DE ANALISIS INCREMENTAL PUSH-OVER DE SAP2000 .....	117
8. TABLAS DE ANALISIS INCREMENTAL PUSH-OVER DE 3MURI.....	119
9. ESCALA DE INTENSIDAD MACROSISMICA EMS-98.....	121

## INDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Sismicidad en el Mundo .....	1
<b>Figura 2</b> Localización Geográfica de Lorca dentro de la Región de Murcia. ....	2
<b>Figura 3</b> Inundación Sector en Puerto Lumbreras .....	3
<b>Figura 4</b> Rambla de Nogalte-Lorca.....	3
<b>Figura 5</b> Placas tectónicas relacionadas con el Terremoto de Lorca mayo 2011. ....	4
<b>Figura 6</b> Histograma de terremotos ocurridos en la Zona de Murcia. ....	5
<b>Figura 7</b> Distribución Temporal de los terremotos ocurridos en la Zona de Murcia 1930-2010.....	6
<b>Figura 8</b> Ubicación sismo de Lorca.....	7
<b>Figura 9</b> Tipos de Falla de los Terremotos ocurridos durante el Terremoto de Lorca mayo 2011.....	8
<b>Figura 10</b> Daños producidos por el Sismo de Lorca de mayo 2011.....	9
<b>Figura 11</b> Vista panorámica edificio “La Viña” .....	12
<b>Figura 12</b> Localización Barrio “La Viña” en el centro urbano de Lorca. ....	12
<b>Figura 13</b> Localización Edificio “La Viña” .....	13
<b>Figura 14</b> Distribución del Edificio de “La Viña”. en zona comercial y de vivienda.....	13
<b>Figura 15</b> Plano Corte lateral del Edificio de “La Viña” .....	14
<b>Figura 16</b> Viga Mixta edificio “La Viña”.....	15
<b>Figura 17</b> Plano Viga Mixta Edificio “La Viña” .....	16
<b>Figura 18</b> Edificio en construcción cercano al edificio “La Viña” .....	16
<b>Figura 19</b> Losa Alivianada con viguetas de hormigón pretensado .....	17
<b>Figura 20</b> Detalle losa tipo utilizada en edificio “La Viña” .....	17
<b>Figura 21</b> Planta de muros y paredes de la planta baja.....	18
<b>Figura 22</b> Planta distribución de muros divisorios apartamentos Edificio “La Viña” .....	18
<b>Figura 23</b> Plano estructural edificio “La Viña”, 2 bordes presentan voladizos.....	19
<b>Figura 24</b> Detalle Fotográfico Fachadas con Balcones Edificio “La Viña” .....	19
<b>Figura 25</b> Evaluación de edificaciones de acuerdo al tipo de daño luego del Sismo de Lorca de 2011 ..	21
<b>Figura 26</b> Numeración de columnas Edificio “La Viña” durante visita técnica. ....	22
<b>Figura 27</b> Numeración de columnas proyecto original edificio “La Viña” .....	22
<b>Figura 28</b> Cuadro resumen de columnas dañadas edificio “La Viña” según el tipo de daño .....	23
<b>Figura 29</b> Columna No 18 sometida a un análisis pachométrico para la determinación de posición de estribos.....	23
<b>Figura 30</b> Falla de muros internos en forma de X Planta Primera.....	24
<b>Figura 31</b> Falla de muros internos en forma de X Planta Tercera .....	24
<b>Figura 32</b> Falla de muros externos planta baja junto a la columna P21 .....	25
<b>Figura 33</b> Falla de muros externos plantas superiores .....	25
<b>Figura 34</b> Muro de borde en la terraza Edificio “La Viña” .....	26
<b>Figura 35</b> Desprendimiento de muro de borde debido al Sismo de Lorca 2011 .....	26
<b>Figura 36</b> Modelo estructural 3D Edificio “La Viña” SAP 2000 .....	28
<b>Figura 37</b> Detalle vigas principales edificio “La Viña”./[cm] .....	30

## Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)

<b>Figura 38</b> Detalle vigas equivalentes edificio “La Viña”./ [cm] .....	31
<b>Figura 39</b> Detalle Pórtico de cimentación vigas y columnas edificio “La Viña” .....	31
<b>Figura 40</b> Detalle losa equivalente edificio “La Viña”./ [cm] .....	32
<b>Figura 41</b> Detalle Losa Unidireccional edificio “La Viña” .....	33
<b>Figura 42</b> Detalle de Muros perimetrales edificio “La Viña” .....	34
<b>Figura 43</b> Detalle caja de escalera Edificio “La Viña” .....	35
<b>Figura 44</b> Detalle modelo escalera 3D en SAP2000 y consideración de cargas permanentes y de uso. ....	35
<b>Figura 45</b> Mapa de Peligrosidad Sísmica Norma NCSE-02 .....	38
<b>Figura 46</b> Espectro de Respuesta para la ciudad de Lorca.....	40
<b>Figura 47</b> Acelerograma de Lorca en Dirección X .....	41
<b>Figura 48</b> Acelerograma de Lorca en Dirección Y.....	41
<b>Figura 49</b> Espectro de Demanda Sismo de Lorca mayo 2011 en Dirección X .....	45
<b>Figura 50</b> Espectro de Demanda Sismo de Lorca mayo 2011 en Dirección Y.....	45
<b>Figura 51</b> Curva de Capacidad .....	46
<b>Figura 52</b> Empuje Incremental Push Over .....	46
<b>Figura 53</b> Tipos de Empujes Incrementales PUSH-OVER.....	47
<b>Figura 54</b> Comportamiento elementos estructurales durante un ensayo PUSH-OVER .....	47
<b>Figura 55</b> Participación de masa modal SAP2000/ETABS.....	48
<b>Figura 56</b> Definición de Estado de Carga CGNL SAP2000/ETABS.....	49
<b>Figura 57</b> Caso de Carga no lineal PUSH-OVER sentido X. SAP 2000.....	49
<b>Figura 58</b> Definición de Rotulas Plásticas para vigas y columnas. SAP2000-ETABS .....	50
<b>Figura 59</b> Asignación Rotulas plásticas pórtico edificio “La Viña” .....	51
<b>Figura 60</b> Características de una rotula plástica. SAP2000. ....	51
<b>Figura 61</b> Curva de Capacidad genérica obtenida en SAP2000.....	52
<b>Figura 62</b> Curva de capacidad genérica con una degradación máxima del 20% .....	53
<b>Figura 63</b> Curva de capacidad genérica en coordenadas espectrales $S_d$ vs $S_a$ .....	55
<b>Figura 64</b> Representación Bilineal de la Curva de capacidad genérica en coordenadas $S_a$ , $S_d$ .....	56
<b>Figura 65</b> Espectro de Demanda para la Ciudad de Lorca según Eurocódigo EC-08.....	57
<b>Figura 67</b> Espectros de Demanda según el Eurocódigo EC-08 para amortiguamientos efectivos variables. ....	59
<b>Figura 68</b> Familia de Curvas Bilineales genéricas obtenidas de la Curva de Capacidad. ....	60
<b>Figura 69</b> Punto de Desempeño genérico de una estructura para una demanda según el Eurocódigo EC-08 .....	60
<b>Figura 70</b> Punto de Desempeño de una estructura genérica para el espectro de demanda del sismo de Lorca de mayo 2011 Dir.-X.....	61
<b>Figura 71</b> Punto de Desempeño de una estructura genérica para el espectro de demanda del sismo de Lorca de mayo 2011 Dir.-Y.....	62
<b>Figura 72</b> Determinación Estados de daño para cálculo de curvas de fragilidad.....	63
<b>Figura 74</b> Curvas de fragilidad intersección con el punto de desempeño genérico “Performance Point” .....	65

<b>Figura 74</b> Histograma de Probabilidad de daño que presenta una estructura genérica.....	66
<b>Figura 75</b> Índice de daño que presenta una estructura genérica.....	66
<b>Figura 76</b> Nivel de Daño de columnas Edificio “La Viña”.....	69
<b>Figura 77</b> Cuadro Resumen del estado de daño de columnas en el Edificio “La Viña” .....	70
<b>Figura 78</b> Modelos del Edificio de “La Viña” SAP2000 y ETABS .....	70
<b>Figura 79</b> Sistema de medición Radar-RAR .....	73
<b>Figura 80</b> Radar utilizado durante la visita técnica Sep-2012.....	74
<b>Figura 81</b> Mediciones realizadas edificio “La Viña”. Frecuencia vs Distancia .....	75
<b>Figura 82</b> Curva de Capacidad dirección X [Kgf-cm].....	78
<b>Figura 83</b> Curva de Capacidad dirección X [Kgf-cm].....	78
<b>Figura 84</b> Modelo Estructural Edificio “La Viña” /3MURI .....	80
<b>Figura 85</b> Secuencia constructiva del modelo estructural Edificio “La Viña”. 3MURI.....	81
<b>Figura 86</b> Resultados empuje incremental PUSH-OVER del modelo estructural en 3MURI dirección X 82	
<b>Figura 87</b> Resultados empuje incremental PUSH-OVER del modelo estructural en 3MURI dirección Y 82	
<b>Figura 88</b> Curva PUSH-OVER “La Viña” direcciones X-Y.....	84
<b>Figura 89</b> Curva PUSH-OVER “La Viña” Coordenadas Sd vs Sa direcciones X-Y .....	85
<b>Figura 90</b> Aproximación Bilineal Curva PUSH-OVER “La Viña” Coordenadas Sd vs Sa direcciones X-Y .....	86
<b>Figura 91</b> Performance Point “La Viña” vs EC-08 en coordenadas Sd vs Sa direcciones X-Y.....	87
<b>Figura 91</b> Performance Point “La Viña” vs Espectro Sismo Lorca Mayo 2011 en coord.. Sd vs Sa direcciones X-Y.....	88
<b>Figura 92</b> Performance Point “La Viña” vs Espectro Sismo Lorca Mayo 2011 direcciones permutadas X-Y .....	89
<b>Figura 93</b> Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs Espectro de Demanda EC-08 – Dir. X. ....	90
<b>Figura 94</b> Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs al Espectro de Demanda EC-08 – Dir. Y. ....	91
<b>Figura 95</b> Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs Espectro del Sismo de Lorca de 2011–Dir. X. ....	93
<b>Figura 95</b> Índice de Daño Edificio de “La Viña” en Dir. Y vs Espectro del Sismo de Lorca de 2011–Dir. X.....	94
<b>Figura 96</b> Comparación entre Espectro del Eurocódigo EC-08 y espectros de respuesta del Sismo de Lorca 2011.....	96

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Resumen de los principales terremotos ocurridos en la zona de Murcia 1406-1930.....	5
<b>Tabla 2</b> Resumen de Sismos y Replicas Ocurridos en la Falla Alhama de Murcia, ciudad de Lorca.....	7
<b>Tabla 3</b> Consecuencias del Sismo de Lorca 2011 .....	8
<b>Tabla 4</b> Distribución de Columnas.....	15
<b>Tabla 5</b> Materiales utilizados para el modelo estructural en SAP2000, ETABS, 3Muri.....	29
<b>Tabla 6</b> Tipos de Columnas edificio “La Viña” .....	30
<b>Tabla 7</b> Detalle vigas equivalentes edificio “La Viña” .....	31
<b>Tabla 8</b> Detalle Tipos de Carga estimados para edificio “La Viña” .....	34
<b>Tabla 9</b> Detalle de Cargas de Escalera .....	36
<b>Tabla 10</b> Limites Espectro de Respuesta Tipo II.....	40
<b>Tabla 11</b> Factor k, coeficiente del amortiguamiento Efectivo .....	58
<b>Tabla 12</b> Factores de reducción del espectro de demanda según el comportamiento de la estructura ....	59
<b>Tabla 13</b> Distribución Beta para cálculo de curvas de fragilidad.....	64
<b>Tabla 14</b> Tipos de Falla Columnas .....	68
<b>Tabla 15</b> Nivel de Daño Columnas .....	68
<b>Tabla 16</b> Resumen de cargas aplicadas en el modelo programa SAP2000.....	71
<b>Tabla 17</b> Resumen de cargas aplicadas en el modelo programa ETABS.....	71
<b>Tabla 18</b> Modos naturales de vibración Edificio “La Viña” -SAP2000.....	71
<b>Tabla 19</b> Modos naturales de vibración Edificio “La Viña” -ETABS.....	72
<b>Tabla 20</b> Especificaciones radar interferométrico RAR .....	74
<b>Tabla 21</b> Resumen de mediciones realizadas del edificio “La Viña” .....	75
<b>Tabla 22</b> Tabla Resumen Análisis Modal “La Viña” ensayo de radar (RAR) .....	76
<b>Tabla 23</b> Resultados análisis modal del modelo estructural en 3MURI.....	81
<b>Tabla 24</b> Tabla Resumen obtenida del modelo estructural en 3MURI.....	84

## **AGRADECIMIENTOS**

- Agradecido con Dios, por haberme permitido cursar estos dos años de estudios y poder culminar con éxitos una meta más en mi vida.
- Agradezco a la Secretaria Nacional de Educación Superior Ciencia, Tecnología e Innovación SENESCYT, por la beca de estudios otorgada en el año 2011 para mi formación profesional.
- Agradezco a la Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo SENPLADES, por haber auspiciado mi licencia de estudios para mi formación profesional en el extranjero durante un periodo de dos años consecutivos.
- Un agradecimiento especial a la Lcda. María Caridad Vázquez Quezada, Subsecretaria de SENPLADES Zonal 6, por toda la confianza y la ayuda brindada para poder cumplir este reto.
- Agradezco a todos mis compañeros de trabajo de SENPLADES Zonal 6 por toda su comprensión durante estos dos años de ausencia.
- Quiero dar las gracias de forma especial a mis tutores, los profesores José Ramón González Drigo y Jorge Ávila Haro por todo el apoyo brindado durante la realización de este trabajo.
- También le doy las gracias al director del master, profesor Luis Pujades por haber sido un pilar fundamental durante este periodo de estudios
- Un agradecimiento a mis compañeros de piso Esteban, Pedro, Ismael, Sofía, María Augusta, Pedrito y David, por haber estado siempre para las buenas y las malas como una gran familia.
- Gracias a mis amigos Miriam y Edú por haberme recibido en su casa en esta etapa final y a Joyita. Juanillo, Rox, Joa., Majo, Anita, Marcelo, Miguel, Kiko, Leo, Kasia, Magda, Leandro, Andrea, Majo, Andy, Raúl, Dany y a mis compañeros de Master Yeiri, Joa, Mery, Abel, Alba, Cristian por haber sido parte de esta vivencia día a día.
- Un agradecimiento al Dr. Francisco Flores y a la Lcda. Britta Katharina por su apoyo técnico durante la realización de este trabajo.
- Para finalizar quiero dar las gracias a la ciudad de Barcelona, por haberme permitido vivir una experiencia inolvidable, es una ciudad que nunca duerme y siempre te enseña que hay algo nuevo por descubrir.

## **DEDICATORIA**

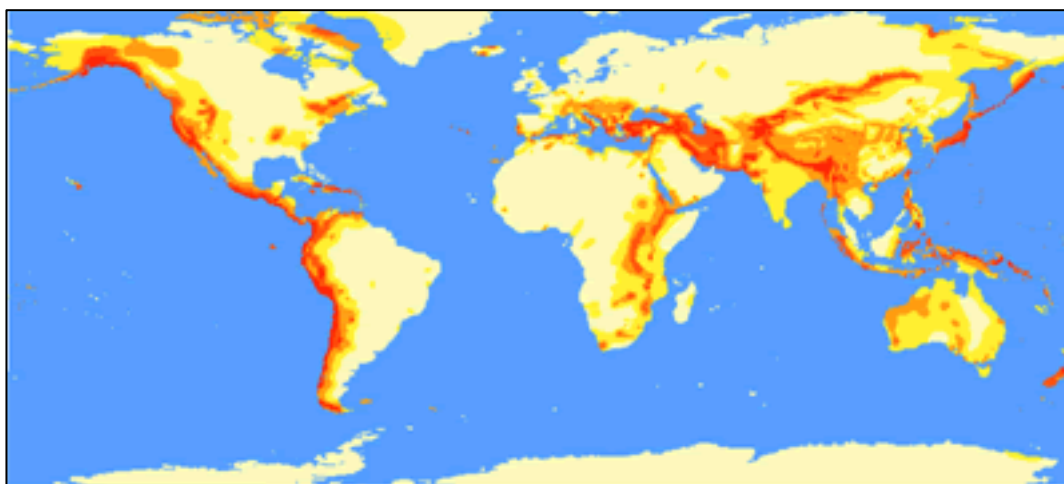
A mi familia, Jaime, Marcia, Javier, Belén, Sofía, David y Ana Paula por su apoyo incondicional durante estos dos años, que me han servido para alcanzar una nueva meta.



## INTRODUCCION

La energía acumulada en la litosfera es liberada a través de movimientos bruscos del terreno, los terremotos se propagan en forma de ondas a través del suelo y generan daño de forma directa e indirecta a las zonas pobladas dependiendo de la localización de su epicentro, el tipo de falla, características geológicas, entre otros.

A partir del siglo XX, se han desarrollado diferentes instrumentos y sistemas para poder detectar cual es la sismicidad existente en una zona o región específica, clasificándolas de acuerdo a su PGA (Peak Ground Acceleration), o sus grados de intensidad y magnitud respectivos, como se puede observar en la siguiente figura.



**Figura 1** Sismicidad en el Mundo

Fuente: [http://www.sernageomin.cl/Museo\\_Geologico/sismologia/sismo\\_05.htm](http://www.sernageomin.cl/Museo_Geologico/sismologia/sismo_05.htm)

Tomando como base la sismicidad de la zona y los daños en edificaciones causados por los terremotos ocurridos, países como USA, Japón, Chile, Italia y La Unión Europea han experimentado y desarrollado métodos de cálculo para poder evaluar cual es nivel de daño que presenta una estructura luego de soportar una demanda sísmica.

Dentro de estas metodologías se encuentra la evaluación por desempeño desarrollada en el documento ATC-40, mediante el uso de la curva de capacidad de la estructura y un espectro de demanda sísmica determinada.

Y también, el documento RISK-UE – WP04, presenta un método para el cálculo de la probabilidad de daño que puede tener una estructura, basándose en la curva de capacidad, un punto de desempeño y una matriz de probabilidad de daño en función de la escala macrosísmica EMS-98.

En el presente trabajo, se realizará un análisis del nivel de daño existente en el edificio de “La Viña”, luego de ocurrido el terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011, aplicando los métodos de cálculo para la evaluación por desempeño y determinar cual es el índice de daño en función curvas de fragilidad determinadas. Considerando como demandas sísmicas al espectro de diseño esperado para la ciudad de Lorca según el Eurocódigo EC-08 y los espectros resultantes del terremoto mencionando en sus direcciones ortogonales X-Y respectivamente.

## ANTECEDENTES

La ciudad de Lorca se encuentra localizada a 71 km. del centro urbano de Murcia (véase figura 2), su ubicación geográfica es 37° 41' 0'' N y 1° 42' 0'' O, tiene una altitud de 353 msnm, una superficie de 1675.21 km<sup>2</sup>, una población de 92865 habitantes y una densidad poblacional de 55.43 hab./ km<sup>2</sup>.



**Figura 2** Localización Geográfica de Lorca dentro de la Región de Murcia.  
Fuente: Google Maps

## INUNDACIONES PRODUCIDAS EN LA ZONA DE MURCIA-CIUDAD DE LORCA.

En el siglo XX entre 1928 y 1974 la Zona de Murcia y la ciudad de Lorca fueron afectadas por frecuentes inundaciones, entre las que se destacan las ocurridas en los años, 1943, 1946, 1948 y 1973 (Conesa, C.,1985)<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Documento-Inundaciones Lorca (Murcia) y Expectación. Págs. 34-46

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

Durante el 17, 18 y 19 de Octubre de 1973 se produjeron grandes precipitaciones concentradas sobre la cuenca alta del río Guadalentín. Se registró una pluviometría máxima de 300 mm en menos de dos horas en la cuenca del río Segura. Este nivel de pluviosidad y la falta de capa vegetal, provocó el desbordamiento de los principales ríos en la provincia de Almería, registrando más de 600 millones de m<sup>3</sup> y en algunos lugares el agua superaba los 15 metros de altura<sup>2</sup>.



**Figura 3** Inundación Sector en Puerto Lumbreras  
Fuente: Wikipedia/ Riada de 19 de octubre de 1973

En la zona de Murcia-Lorca se registró un caudal mayor a los 2500 m<sup>3</sup>/s en el río Guadalentín. En el sector del Puerto Lumbreras y la Rambla de Nogalte alcanzó un caudal de 1.974 m<sup>3</sup>/s, de los cuales 814 m<sup>3</sup>/s era material sólido y 1.160 m<sup>3</sup>/s de líquido. Los continuos desbordamientos de los ríos mezclados con toneladas de material socavado aguas arriba del cauce, produjo 12 hm<sup>3</sup> de agua y 8000 m<sup>2</sup> de sólidos que destruyeron todo lo que encontraban a su paso. A continuación se muestra una fotografía de la zona de la rambla luego de la inundación.



**Figura 4** Rambla de Nogalte-Lorca  
Fuente: Wikipedia/ Riada de 19 de octubre de 1973

<sup>2</sup> [www.Wikipedia.com-Riada 19 de octubre de 1973 http://es.wikipedia.org/wiki/Riada\\_de\\_19\\_de\\_octubre\\_de\\_1973](http://es.wikipedia.org/wiki/Riada_de_19_de_octubre_de_1973)

Por causa de la inundación, en la ciudad de Lorca murieron 13 personas y en Puerto Lumbreras fallecieron 89 personas en total. Según las autoridades municipales se perdieron todos los servicios públicos en la zona afectada, así como la destrucción de la Plaza de Abastos, el Matadero Municipal, la estación elevadora de Agua Potable, entre otros.

### **SISMISIDAD DE LA ZONA DE MURCIA-CIUDAD DE LORCA.**

En la zona de Murcia, donde se produjo el sismo de Lorca de mayo de 2011, registra una actividad sísmica moderada tomando como referencia la península Ibérica, donde se han producido terremotos de intensidad VIII-IX según la escala macrosísmica EMS-98, con una magnitud máxima registrada de  $M_w=5.0^3$ .

Una de las principales razones para la ocurrencia de terremotos en la zona de Murcia y en la ciudad de Lorca es la presencia de la Falla Alhama de Murcia, la cual se encuentra ubicada en la cordillera Bética, la cual es parte de la colisión y separación entre placas Euroasiática y Africana, tal como se indica en la siguiente figura.

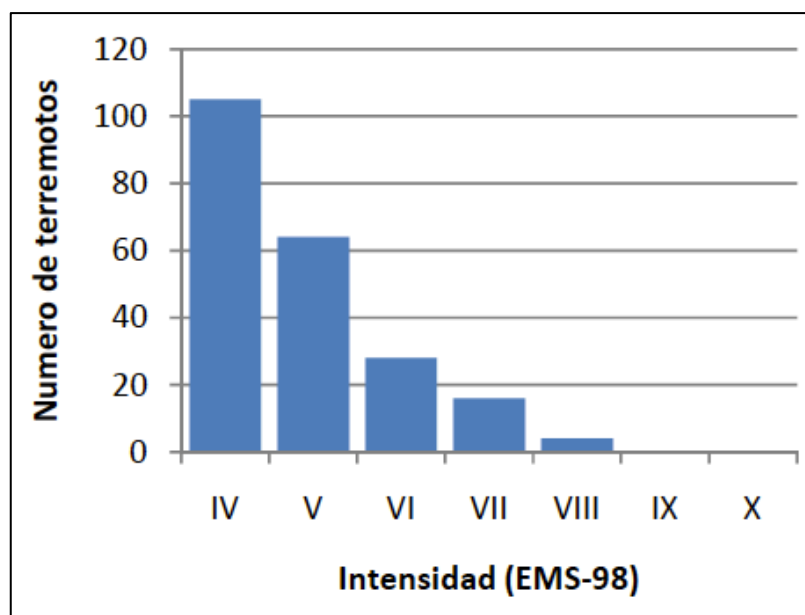


**Figura 5** Placas tectónicas relacionadas con el Terremoto de Lorca mayo 2011.  
Fuente: <http://unmillondepalomas.wordpress.com/>

<sup>3</sup> Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011. Págs. 2-4



En función de la intensidad macrosísmica de escala EMS-98<sup>4</sup> se puede obtener el siguiente histograma, el cual representa el número de terremotos ocurridos con una intensidad mayor a V y que han generado un nivel de daño considerable.



**Figura 6** Histograma de terremotos ocurridos en la Zona de Murcia.  
Fuente: Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011-IGN

A continuación se presenta un cuadro resumen de los principales terremotos registrados desde el siglo XV y hasta la época instrumental en 1930, fueron localizados en la zona de Murcia donde se encuentra la ciudad de Lorca y ciudades cercanas que han sido afectadas por la falla mencionada.

Fecha	Hora (GMT)	Latitud	Longitud	Intensidad (EMS-98)	Localización
1-1-1406		37.25	-1.87	VII-VIII	Vera.AL
9-11-1518	23:30:00	37.2333	-1.87	VIII-IX	Vera.AL
30-1-1579		37.6833	-1.70	VII	Lorca.MU
28-8-1674	21:30:00	37.6833	-1.70	VIII	Lorca.MU
4-3-1751		37.65	-2.07	VI-VII	Vélez Rubio.AL
20-12-1818	09:45:00	37.75	-1.62	VI-VII	NE Lorca.MU
11-11-1855	04:00:00	37.8667	-1.42	VI-VII	Alhama de Murcia.MU
10-6-1863	11:10:00	37.3667	-1.93	VI-VII	Huércal-Overa.AL
16-1-1883	03:40:00	38.05	-1.25	VI-VII	Ceutí.MU
26-9-1908	09:50:10	38.1	-1.50	VII	Mula.MU
21-3-1911	14:15:35	38.0167	-1.22	VII	Las Torres de Cotillas.MU
3-4-1911	11:11:11	38.1	-1.20	VIII	Lorquí.MU
3-4-1911	14:29:46	38.1	-1.20	VIII	Lorquí.MU
20-5-1911	16:20:10	38.1	-1.20	VII	Lorquí.MU
3-9-1930	09:59:58	38.0667	-1.23	VII	Lorquí.MU

**Tabla 1** Resumen de los principales terremotos ocurridos en la zona de Murcia 1406-1930  
Fuente: Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011-IGN

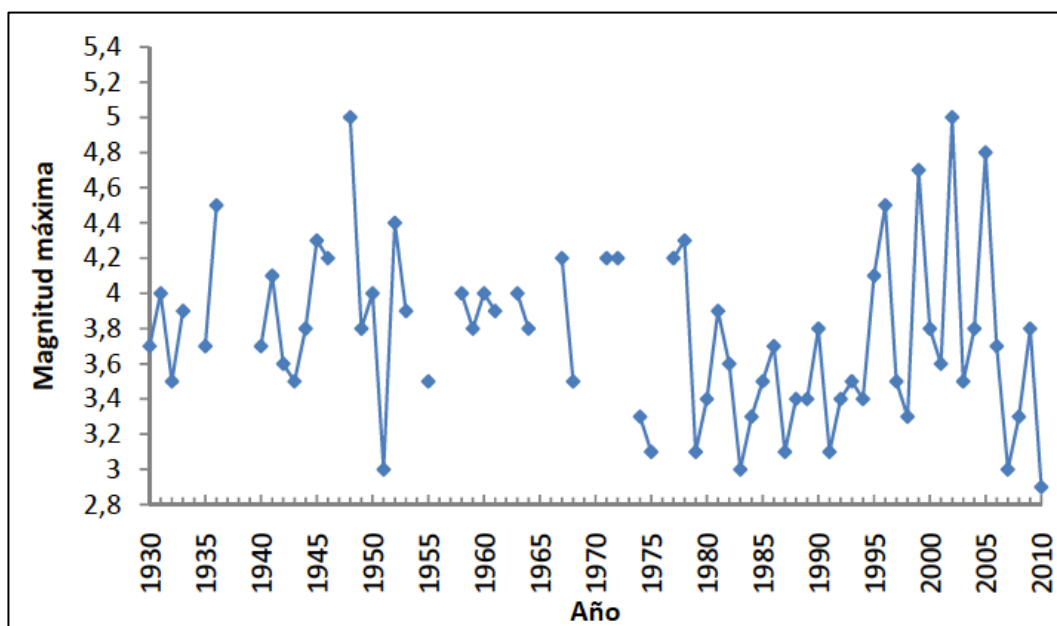
<sup>4</sup> Los grados de daño descritos en la EMS-98 se encuentran en el Anexo 9

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

*El terremoto de Lorca de 1579, fue uno de los que “muchos vecinos abandonaron la ciudad” por haber quedado las “casas y edificios muy a peligro y arruinadas y muchas de ellas caídas...” según citan Martínez Guevara y Fernández-Navarro Soto (1986) de un documento del Archivo Municipal de Lorca.*

*Luego del terremoto de 1674 se estimaron daños muy graves en algunas edificaciones y “aunque se sabe que hubo víctimas mortales, no se ha podido precisar el número”, según citan (Martínez Guevara y Fernández-Navarro Soto, 1986; Martínez Solares y Mezcuá, 2002).*

Desde 1930 se han registrado más de 2200 sismos, de los cuales aproximadamente 1500 tienen una magnitud menor a 2 y 30 de ellos tienen una magnitud cercana a 5.0, en la siguiente figura se puede observar una distribución temporal de los principales terremotos ocurridos desde 1930 hasta el año 2010.



**Figura 7** Distribución Temporal de los terremotos ocurridos en la Zona de Murcia 1930-2010.

Fuente: Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011

El Terremoto de mayo de 1977 fue registrado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN), tuvo una magnitud de 4.20, su epicentro fue localizado a 10 km. SW de la ciudad de Lorca y presentó una intensidad de VI de acuerdo a lo especificado en la norma EMS-98.

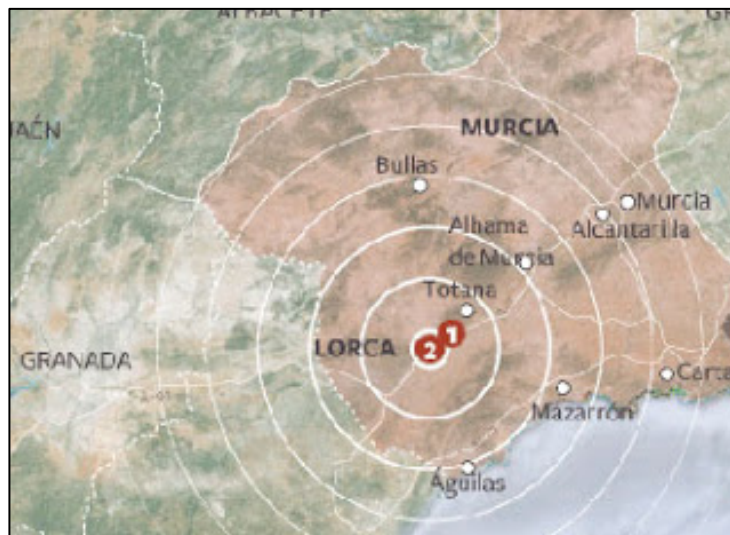
## SISMO DE LORCA 11 DE MAYO DE 2011.

El 11 de mayo de 2011, se produjo un terremoto ubicado en la región de Murcia, ciudad de Lorca-España, su epicentro fue localizado a 2 km. de profundidad y a una distancia aproximada de 3 km. al noreste del centro poblado. A continuación se detalla en la siguiente tabla, un resumen de las principales replicas y una gráfica con la localización de los principales sismos ocurridos.

Fecha ↕	Hora (UTC) ↕	Coordenadas ↕	Profundidad (km) ↕	Intensidad (MM) ↕	Magnitud ( $M_w$ ) ↕	Lugar ↕	Observaciones ↕
11/05/2011	15:05:13	<a href="#">37°25'54"N 1°24'56"W</a>	2	VI	4,5	Lorca (NE)	<b>Terremoto previo</b>
11/05/2011	15:21:01	<a href="#">37°40'16"N 1°39'2"W</a>	10	-	2,6	Lorca (E)	
11/05/2011	16:47:25	<a href="#">37°26'1"N 1°24'40"W</a>	1	VII	5,1	Lorca (NE)	<b>Terremoto</b>
11/05/2011	16:53:15	<a href="#">37°39'50"N 1°38'1"W</a>	11	-	2,8	Lorca (E)	Réplica
11/05/2011	19:28:18	<a href="#">37°43'21"N 1°39'51"W</a>	2	-	2,9	Lorca (NE)	Réplica
11/05/2011	20:37:45	<a href="#">37°41'38"N 1°39'10"W</a>	4	IV	3,9	Lorca (NE)	Réplica más fuerte
11/05/2011	20:44:06	<a href="#">37°41'46"N 1°36'35"W</a>	11	-	2,7	Lorca (E)	Réplica
13/05/2011	21:08:37	<a href="#">37°41'7"N 1°39'48"W</a>	6	III	2,6	Lorca (E)	Réplica
14/05/2011	00:49:32	<a href="#">37°41'37"N 1°39'57"W</a>	4	III	2,8	Lorca (NE)	Réplica
14/05/2011	21:10:25	<a href="#">37°39'56"N 1°40'13"W</a>	5	III	2,9	Lorca (SE)	Réplica
14/05/2011	21:54:35	<a href="#">37°40'28"N 1°39'51"W</a>	4	III	2,7	Lorca (E)	Réplica
15/05/2011	00:03:03	<a href="#">37°39'53"N 1°39'59"W</a>	7	III	2,8	Lorca (SE)	Réplica

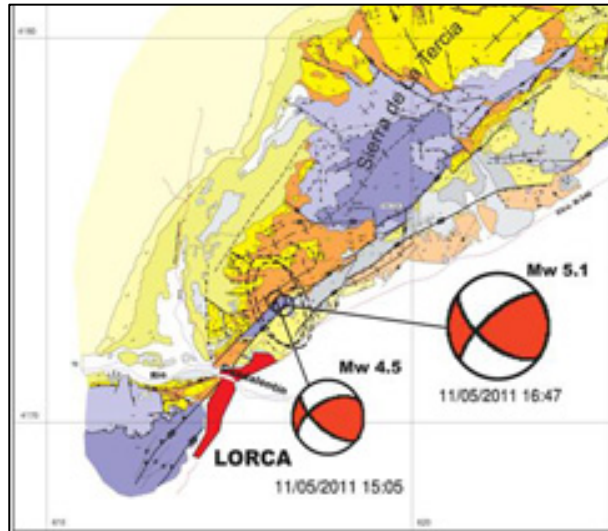
**Tabla 2** Resumen de Sismos y Replicas Ocurridos en la Falla Alhama de Murcia, ciudad de Lorca.

Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_Lorca\\_de\\_2011](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Lorca_de_2011), datos según Instituto Geográfico Nacional.



**Figura 8** Ubicación sismo de Lorca  
Autor: Juan J F Díaz.

Además, se produjo un movimiento de 3 cm. aproximadamente en sentido N 30 O, de manera perpendicular a la falla, por lo que se supone un efecto de directividad provocado por la propagación de la ruptura en dirección de la ciudad de Lorca.



**Figura 9** Tipos de Falla de los Terremotos ocurridos durante el Terremoto de Lorca mayo 2011  
Fuente: Universidad Complutense de Madrid

El terremoto tiene como consecuencias, la pérdida de vidas humanas, personas heridas, parte de la población desplazada, así como institutos educativos paralizados y grandes pérdidas materiales, tal como se detalla a continuación:

CONSECUENCIAS DEL SISMO DE LORCA
9 muertos
300 heridos
10000 personas desplazadas (4000 en campamento)
6600 alumnos sin escuelas y colegios
Hospital Rafael Mendez, evacuado

**Tabla 3** Consecuencias del Sismo de Lorca 2011  
Fuente: Informe Sismo de Lorca IGN.

En cuanto a los daños materiales, el ayuntamiento contabilizó 300 edificios con daños graves y 465 con daños moderados, de los cuales el patrimonio de la ciudad de Lorca también fue afectado en 13 iglesias entre otras edificaciones, tal como se puede ver en el siguiente detalle fotográfico.





Cúpula Caída de la Iglesia de Santiago

Fuente: Instituto Geológico de Cataluña



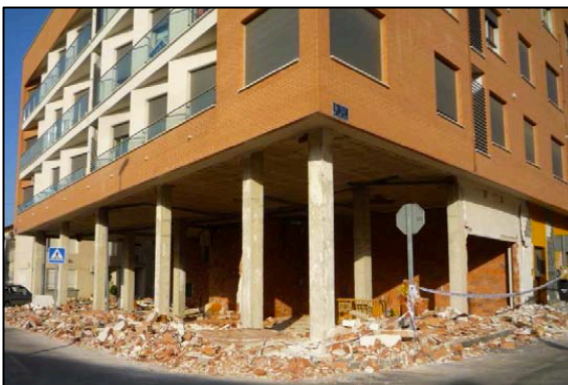
Daño en columnas y muros perimetrales debido al efecto de columnas cortas en la edificación

Fuente: Instituto Geológico de Cataluña



Colapso total de un edificio en el barrio de la Viña debido al efecto de columnas cortas.

Fuente: Instituto Geológico de Cataluña



Colapso de fachada perimetral debido a una planta blanda.

Fuente: Instituto Geológico de Cataluña

**Figura 10** Daños producidos por el Sismo de Lorca de mayo 2011  
Fuentes: Universidad Complutense de Madrid, Instituto Geográfico de Cataluña

## **OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL**

- Evaluar cual es la capacidad que tiene el edificio de “La Viña” para soportar una demanda sísmica de acuerdo a lo especificado en el Eurocódigo EC-08, la normativa española NCSE-02 y por el sismo de Lorca de mayo de 2011, y saber cual es el nivel de daño que presenta el edificio utilizando las especificaciones del documento RISK-UE–WP04, mediante el uso de curvas de fragilidad.

### **OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Realizar un análisis de los principales elementos estructurales y no estructurales de la edificación, que fueron afectados por el terremoto de Lorca de mayo 2011, de acuerdo al informe técnico presentado por el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.
- Modelar el edificio mencionado, en los programas de cálculo estructural SAP2000, ETABS, 3MURI y obtener resultados de sus modos naturales de vibración de la estructura, sus reacciones al aplicar un caso de carga determinado y la curva de capacidad luego de realizar un análisis de empuje incremental “PUSH-OVER”.
- Especificar cuales son los tipos de demanda sísmica a los cuales será sometido el modelo, y cuales son los métodos de cálculo para obtener los espectros de generados por el terremoto de Lorca.
- Realizar un análisis comparativo de los modos naturales de vibración obtenidos en los modelos de SAP2000, ETABS y los resultados obtenidos en campo mediante un ensayo de radar interferométrico (RAR).
- Evaluar los resultados obtenidos de los puntos de desempeño e índices de daño obtenidos para cada tipo de demanda sísmica considerada, aplicando los métodos descritos en el ATC-40 y el documento RISK-UE WP04 respectivamente.

## **CAPITULO I**



## DESCRIPCION DEL EDIFICIO “LA VIÑA”



**Figura 11** Vista panorámica edificio “La Viña”  
Fuente: Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

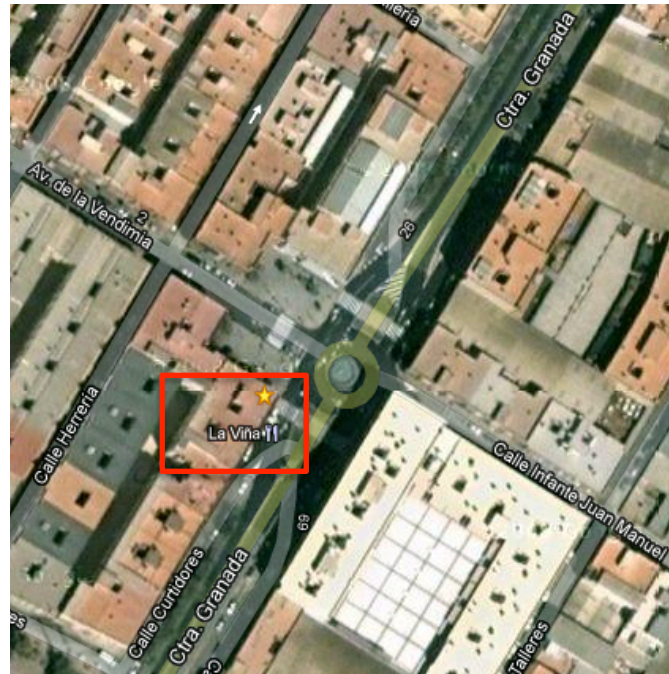
La ciudad esta dividida políticamente en 20 barrios urbanos, entre los cuales el barrio de “La Viña” está ubicado a una distancia de 2.5 km. del centro urbano tal como se puede apreciar en la siguiente figura.



**Figura 12** Localización Barrio “La Viña” en el centro urbano de Lorca.  
Fuente: Google Earth

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

El edificio de “La Viña” se encuentra ubicado geográficamente en 37° 39’ 40’’N y 1° 42.25’ 45’’ O entre las calles Ctra. Granada (calle Curtidores) y Plaza del Trabajo (Av. De la Vendimia), como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 13** Localización Edificio “La Viña”  
Fuente: Google Maps

De acuerdo al “Informe Estructural de Edificio de Viviendas tras el Terremoto de Lorca del 11/05/2011 Edificio La Viña y La Viña No. I”, realizado por el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia, el edificio fue construido hace 41 años aproximadamente y tiene una superficie de construcción de 2408 m<sup>2</sup> según la licencia del proyecto original. Esta distribuido en 5 plantas, de las cuales, la planta baja es de uso comercial y las 4 restantes son 16 apartamentos para uso multifamiliar, como se puede observar en la siguiente figura.



← Apartamentos  
Multifamiliares

← Zona Comercial

**Figura 14** Distribución del Edificio de “La Viña”. en zona comercial y de vivienda  
Fuente: Google Maps

## DETALLES CONSTRUCTIVOS

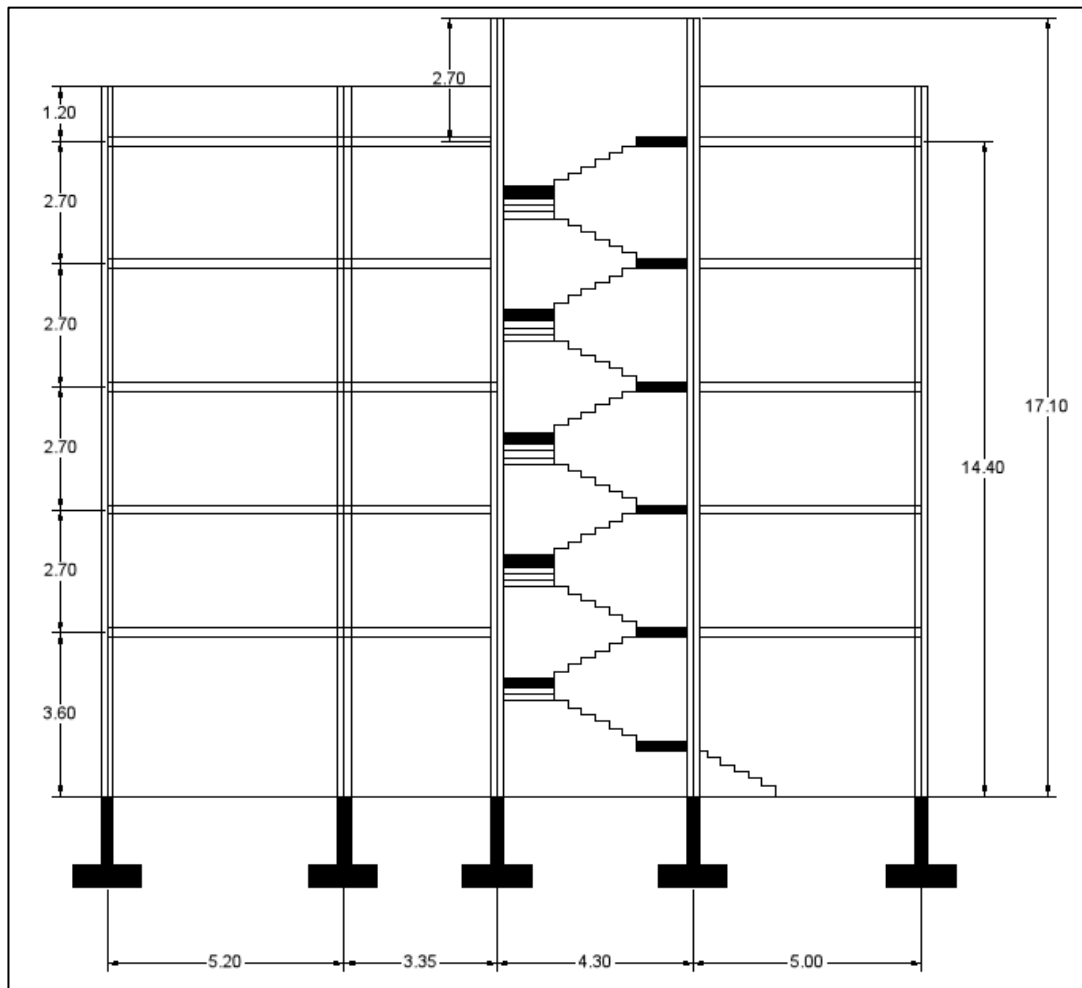
La edificación esta construida con Hormigón Armado y muros de mampostería de ladrillo hueco, con dos accesos principales y distribuida de la siguiente manera:

## CIMENTACION

La cimentación de la estructura está compuesta por 40 zapatas de hormigón armado con secciones variables de acuerdo al tipo de columna, a una profundidad 1 m. según se describe en el Anexo 1 y se distribuye de acuerdo al plano mostrado en el Anexo 3.

## COLUMNAS

La estructura tiene 40 columnas distribuidas de acuerdo a los planos estructurales mostrados en el Anexo 3, con una elevación total de 17.10 m., la primera planta tiene una altura de 3.6 m. y las plantas superiores son de 2.7 m. como se puede observar en el siguiente plano.



**Figura 15** Plano Corte lateral del Edificio de “La Viña”

Fuente: Arq. José M. Espi.



El edificio tiene 7 tipos de columnas y están distribuidas por plantas de acuerdo a la siguiente tabla resumen 4 -5<sup>5</sup> :

DISTRIBUCION DE COLUMNAS POR PLANTAS			
PLANTA	CANTIDAD	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]
PB	6	30X30	4ø16
	18	30X30	4ø18
	1	30X35	4ø18
	6	35X35	4ø18
	3	35X35	6ø18
	6	35X40	6ø18
P1 <sup>a</sup>	13	25x25	4ø16
	16	30X30	4ø16
	3	30X35	4ø18
	8	35x35	4ø18
P2 <sup>a</sup>	31	25x25	4ø16
	9	30X30	4ø16
P3 <sup>a</sup>	11	25x25	4ø14
	29	25x25	4ø16
P4 <sup>a</sup>	40	25x25	4ø14

**Tabla 4** Distribución de Columnas

## VIGAS

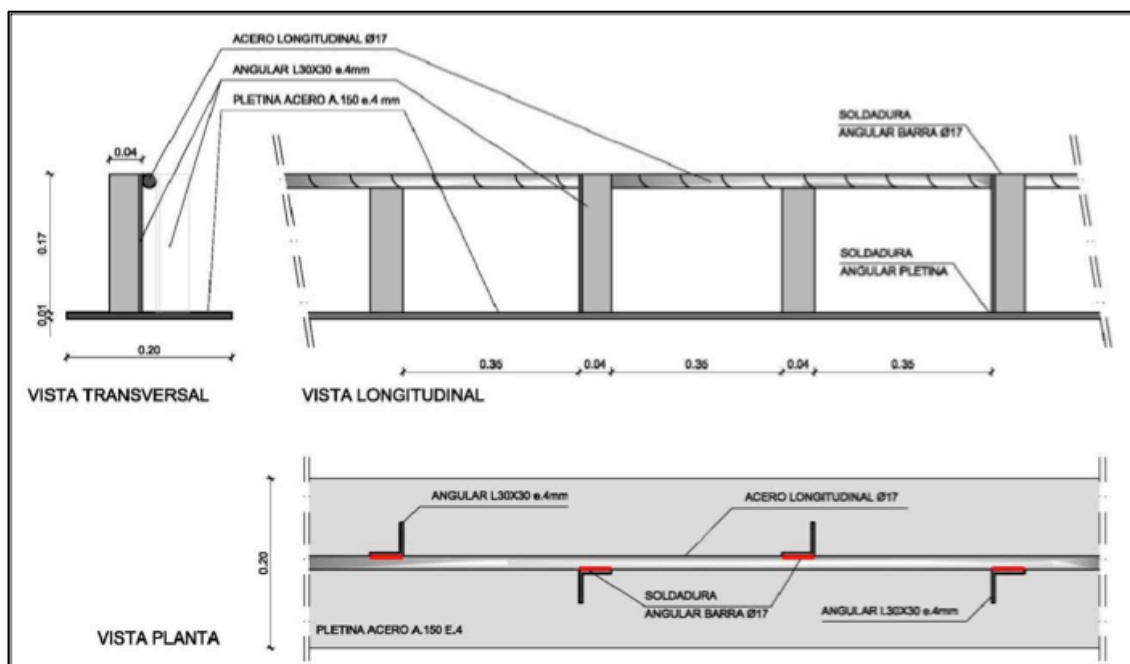
Las vigas principales de la edificación son de composición mixta, las cuales están compuestas de una pletina de acero con un espesor de 8 mm, de 15 cm. de ancho en la primera planta y de 20 cm. de ancho en las plantas superiores, un perfil angular de acero L30x30x4 de 17 cm. de altura y una varilla de acero corrugado de 17 mm. de diámetro. tal como se muestra en las figuras 16-17



**Figura 16** Viga Mixta edificio “La Viña”

Fuente: Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

<sup>5</sup> La Lista completa de distribución por planta de la cimentación y las columnas se encuentra en el Anexo 1



**Figura 17** Plano Viga Mixta Edificio “La Viña”  
Fuente: Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia

Vale la pena recalcar que estas vigas no se encuentran especificadas en los planos originales del proyecto y no cumplen con ningún tipo de normativa de construcción.

## LOSA

De acuerdo a las fotografías presentadas en el informe técnico y tomando como ejemplo un edificio en construcción que se encuentra cercano a la zona como se muestra en la figura 18, se considera, que la losa está conformada por un sistema unidireccional alivianado con viguetas de hormigón pretensado, con una separación aproximada de 70 cm. donde se colocan bovedillas o bloques de mortero hueco y una capa de compresión de 5 cm. de hormigón, esto representa un espesor de losa de 20 cm. tal como se muestra en las figuras 19 - 20.

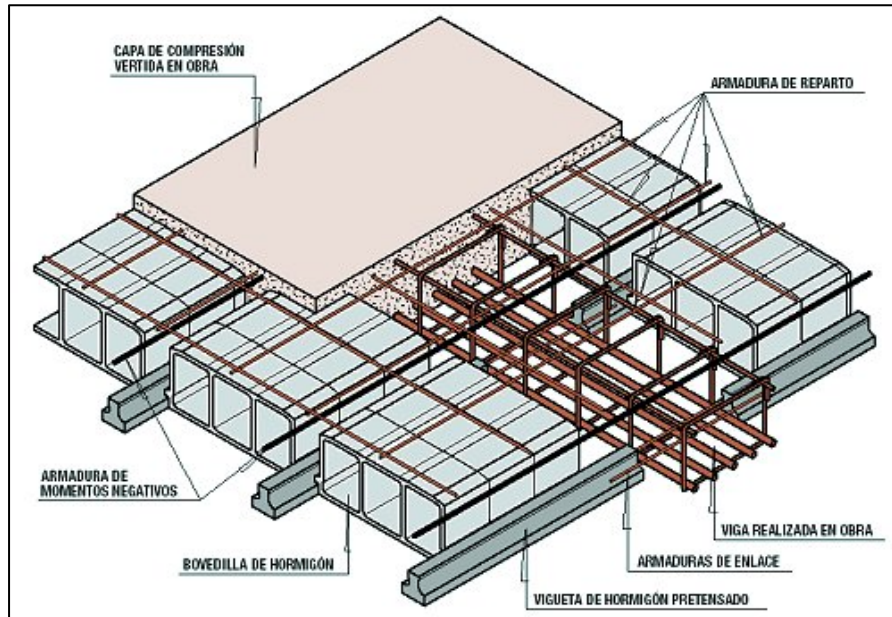


Vigas Mixtas  
(pletina de acero, perfil angular y varilla corrugada 1Ø17 mm.)

Losa Alivianada  
(viguetas de Hormigón Pretensado, casetones de morteros y capa de compresión de 5 cm.)

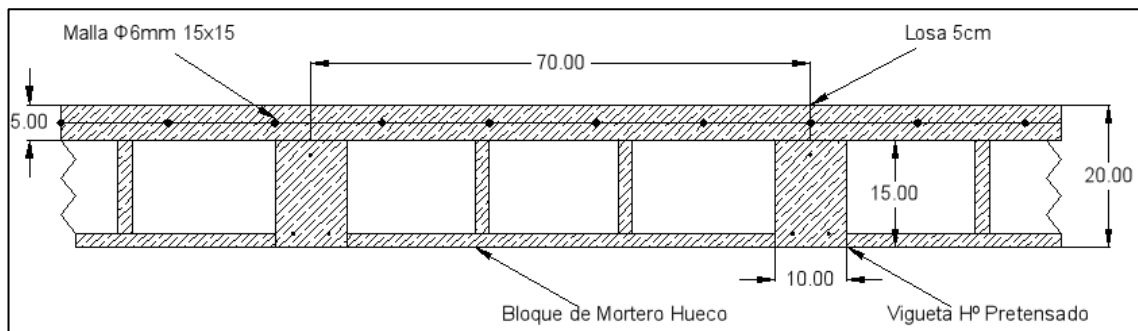
**Figura 18** Edificio en construcción cercano al edificio “La Viña”  
Autores: Luis Pujades - Ramón González Drigo





**Figura 19** Losa Alivianada con viguetas de hormigón pretensado

Autor: <http://webs.demasiado.com/forjados/tipologia/semiprefa/hormigon/pretensado/indice.htm>

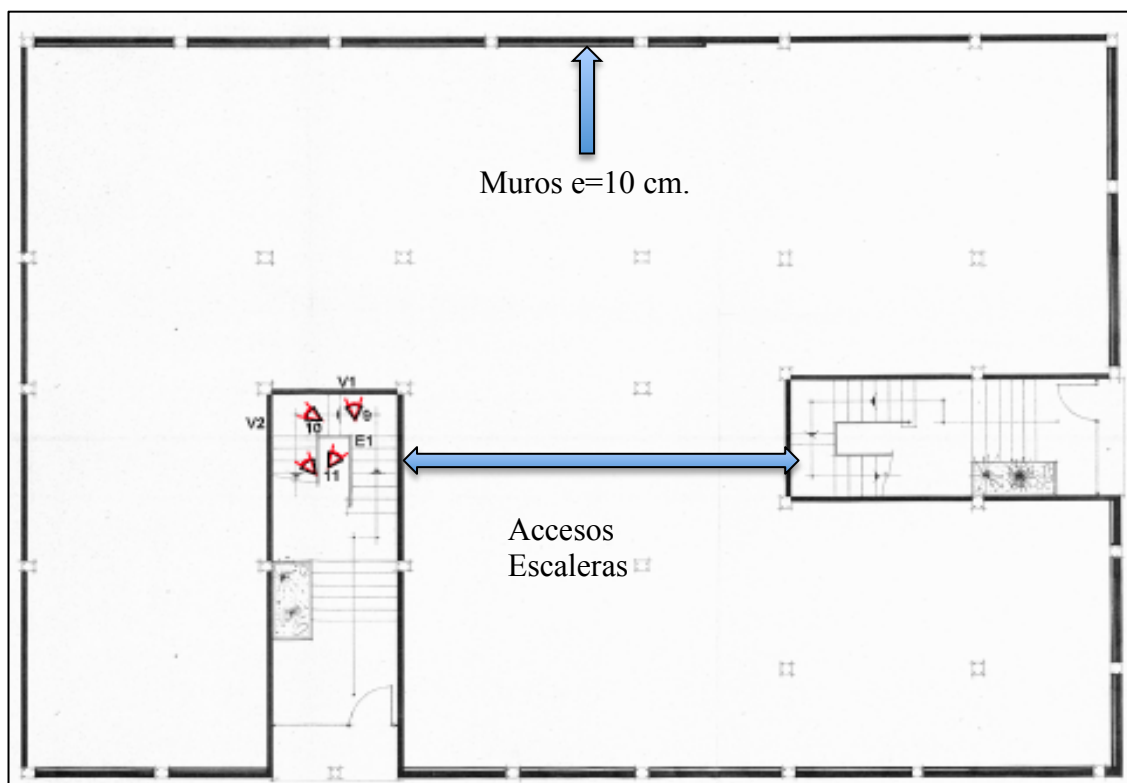


**Figura 20** Detalle losa tipo utilizada en edificio “La Viña”

Sobre la capa de compresión, se encuentra colocado una capa de baldosa cerámica, y en el techo de cada entrepiso tiene una capa de enlucido y terminados que deben ser considerados para la construcción del modelo estructural de cálculo.

## MUROS

Los muros de mampostería en cada planta están compuestos de ladrillo hueco de 3 espesores estimados de 5, 10 y 15 cm. respectivamente. La distribución de paredes se puede observar en los planos arquitectónicos mostrados a continuación en las figuras 21-22.



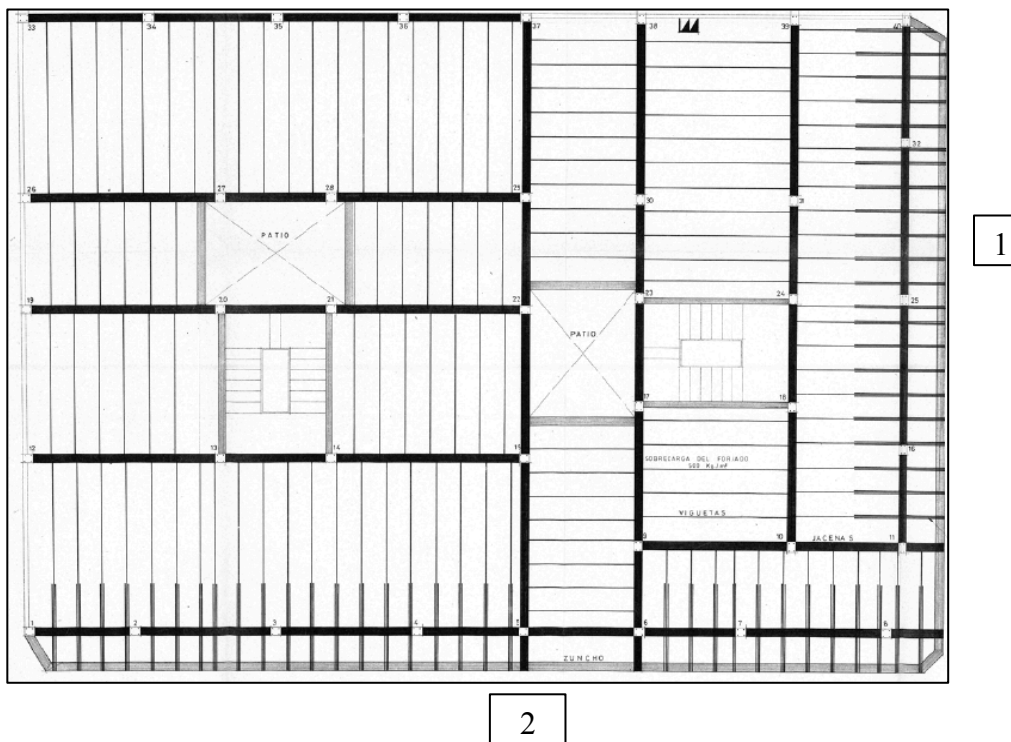
**Figura 21** Planta de muros y paredes de la planta baja  
Fuente: Arq. José M. Espi.



**Figura 22** Planta distribución de muros divisorios apartamentos Edificio “La Viña”  
Autor: Arq. José M. Espi

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

El edificio presenta un voladizo de 1 m. de longitud aproximado en dos caras perimetrales en donde se pueden observar balcones y muros de mampostería en las figuras 23 - 24.



**Figura 23** Plano estructural edificio “La Viña”, 2 bordes presentan voladizos.  
 Autor: Arq. José M. Espi.



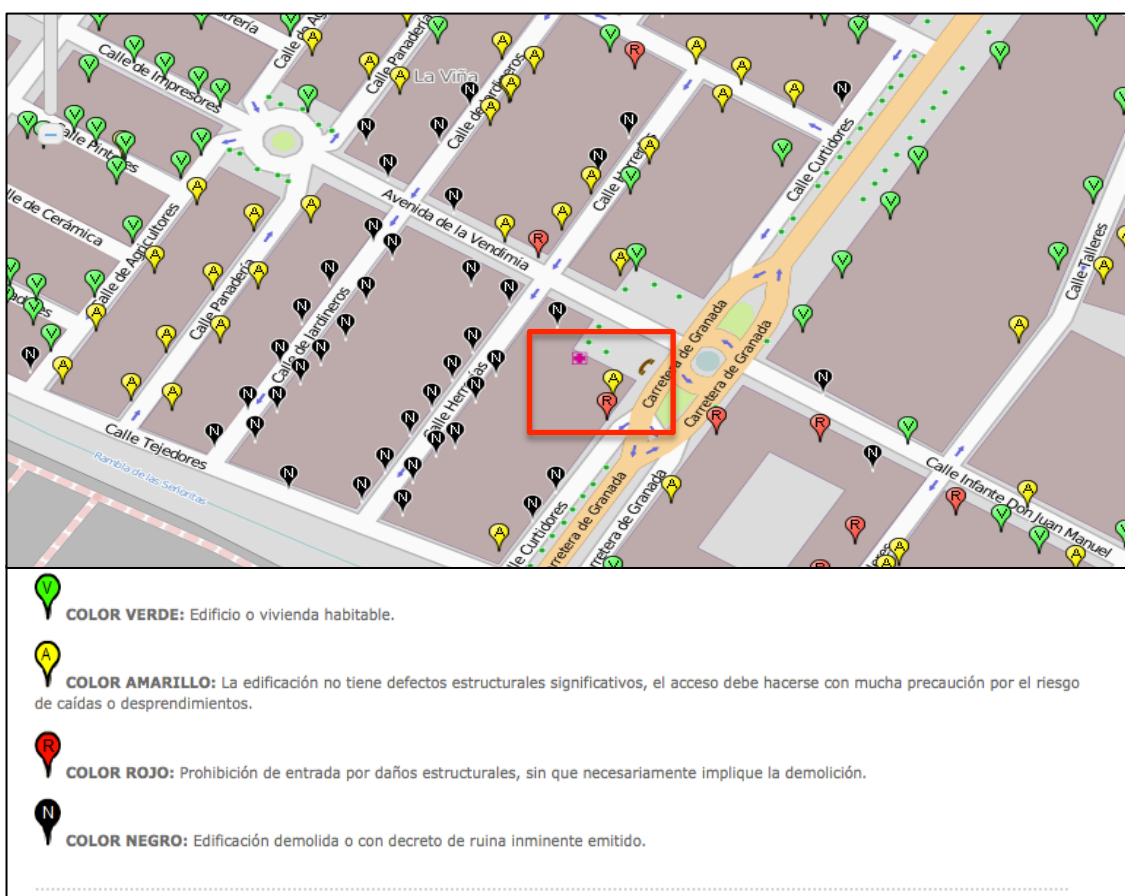
**Figura 24** Detalle Fotográfico Fachadas con Balcones Edificio “La Viña”  
 Fuente: Googlemaps

## **CAPITULO II**

## ANÁLISIS DEL EDIFICIO “LA VIÑA” AFECTADO POR EL SISMO DE LORCA DE MAYO DEL 2011

Luego del sismo ocurrido 11 de mayo del 2011, se realizaron inspecciones y evaluaciones técnicas por el Ayuntamiento de Lorca a 7839 edificaciones para saber cual es su estado actual y los tipos de daños estructurales que presentan cada uno de ellos. Dentro del grupo de edificaciones para viviendas multifamiliares más afectadas se encuentran los ubicados en el barrio de “La Viña” al Sur-Oeste de la ciudad.

En la figura 25, se puede observar la clasificación empleada de acuerdo al estado de daño de la estructura y si es habitable o no. En el caso del edificio de “La Viña” presenta una alerta amarilla “la estructura no tiene daños estructurales significativos, debe acceder con cuidado debido a posibles desprendimientos” y una alerta roja “Prohibición de entrada por daños estructurales, sin que necesariamente implique demolición”<sup>6</sup> dependiendo de la localización de acceso al edificio.



**Figura 25** Evaluación de edificaciones de acuerdo al tipo de daño luego del Sismo de Lorca de 2011

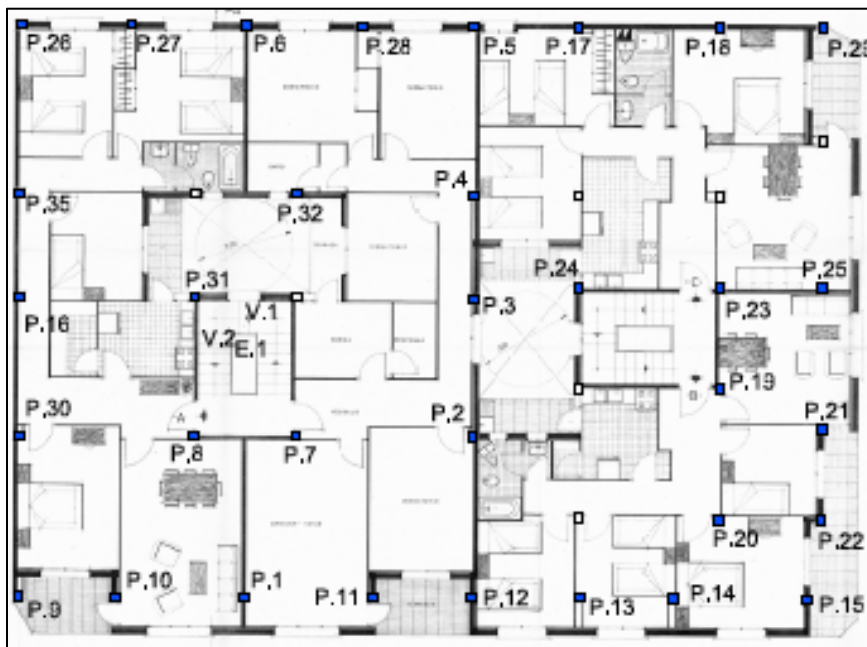
Fuente: Ayuntamiento de Lorca

<sup>6</sup> Mapa evaluación Edificaciones de Lorca- <http://www.lorca.es/seismo11demayo/seismo11demayo.asp?id=1540>



*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

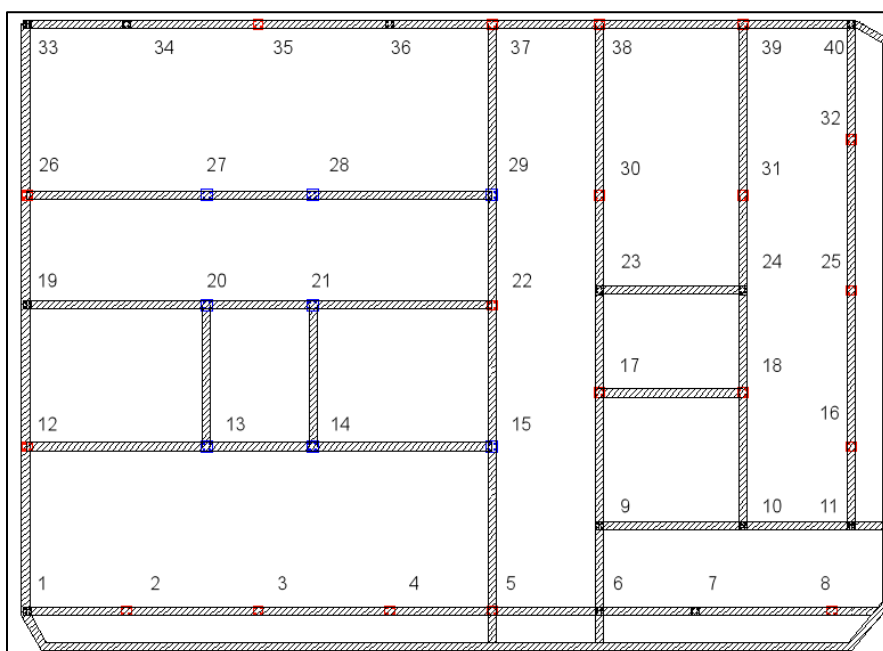
En el plano de la figura 26, se muestra las columnas que fueron evaluadas durante la visita técnica, de la cual obtuvieron un cuadro resumen con los diferentes tipos de daño que tenían 35 de 40 columnas existentes por planta (véase Anexo 2).



**Figura 26** Numeración de columnas Edificio “La Viña” durante visita técnica.

Fuente: Colegio Oficial de los Arquitectos de Murcia

A continuación se muestra un plano con la numeración de columnas utilizada en la construcción del proyecto original para poder comparar con las analizadas en el edificio durante la visita técnica.



**Figura 27** Numeración de columnas proyecto original edificio “La Viña”

Fuente: Proyecto Original Arq. José M. Espi

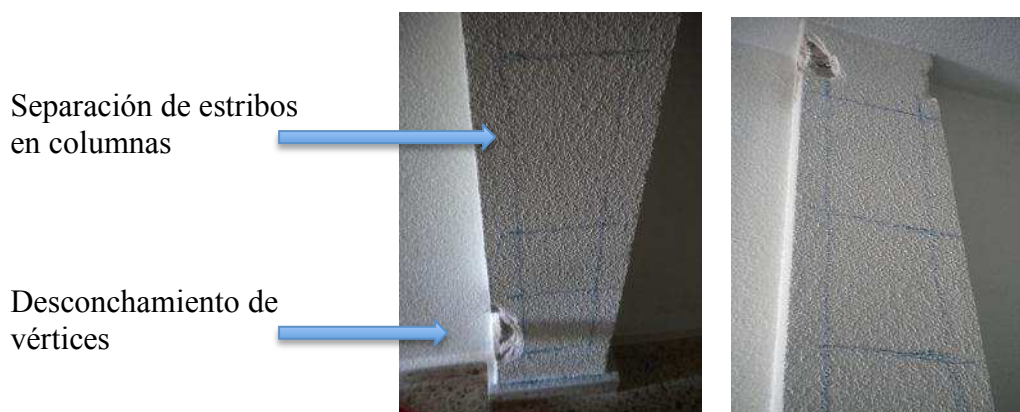
*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

Tomando como base el cuadro resumen del Anexo 2 se obtiene una grafica en donde se clasifica el número de columnas que presentan el mismo tipo de daño en cada planta. Y se puede observar que existe un nivel alto de daño en la planta baja (PB) y en la segunda planta (P2ª) respectivamente.



**Figura 28** Cuadro resumen de columnas dañadas edificio “La Viña” según el tipo de daño

Durante la visita técnica, pudieron observar que en la planta baja, la mayoría de columnas tienen fisuras longitudinales en la base y un desconchamiento en los vértices, este fenómeno puede producirse debido a la falta de refuerzo transversal o confinamiento en la zonas de nudos rígidos (unión viga-columna), según el resultado de los ensayos de ultrasonido (figura 29), las columnas tienen un estribaje con una separación de 25 cm. aproximadamente, lo cual no cumple normativas de diseño antisísmico.

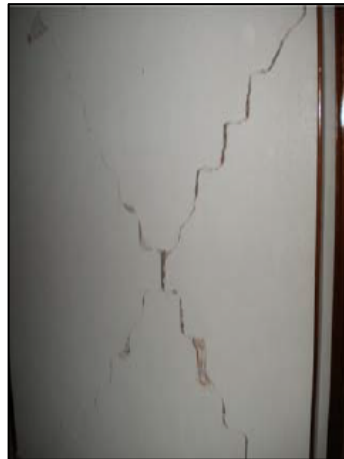


**Figura 29** Columna No 18 sometida a un análisis pachométrico para la determinación de posición de estribos.  
Fuente : Colegio Oficial de los Arquitectos de Murcia

Los muros de mampostería se encuentran fallados a 45° en forma de X, producidas por esfuerzos cortantes o fisuras por desconexión de los elementos estructurales. Según el informe técnico y las fotografías observadas los muros divisorios de 5 y 10 cm. de espesor, fueron afectados en su mayoría en el interior del edificio, así como en la caja escaleras, los cerramientos perimetrales en la planta baja y los muros perimetrales de 15 cm. de espesor, presentan ligeras trizaduras, como se puede observar a continuación en las figuras 30-31-32-33



**Figura 30** Falla de muros internos en forma de X Planta Primera  
Fuente: Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia



**Figura 31** Falla de muros internos en forma de X Planta Tercera  
Fuente: Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia





**Figura 32** Falla de muros externos planta baja junto a la columna P21  
Fuente: Luis Pujades - Ramón González Drigo



**Figura 33** Falla de muros externos plantas superiores  
Fuente: Luis Pujades - Ramón González Drigo

Este análisis muestra que la estructura tiene una gran cantidad de columnas dañadas, así como varias paredes internas y externas de todos los niveles se encuentran falladas. Según la escala macrosísmica EMS-98 el edificio presenta un Grado de Daño 4, (*“Daños graves en elementos estructurales y daños muy graves en elementos no estructurales”*), y una vulnerabilidad de clase C. Según las características constructivas descritas, el edificio no cumple las normativas de un diseño sismoresistente



**Figura 34** Muro de borde en la terraza Edificio “La Viña”  
Fuente: Google Maps

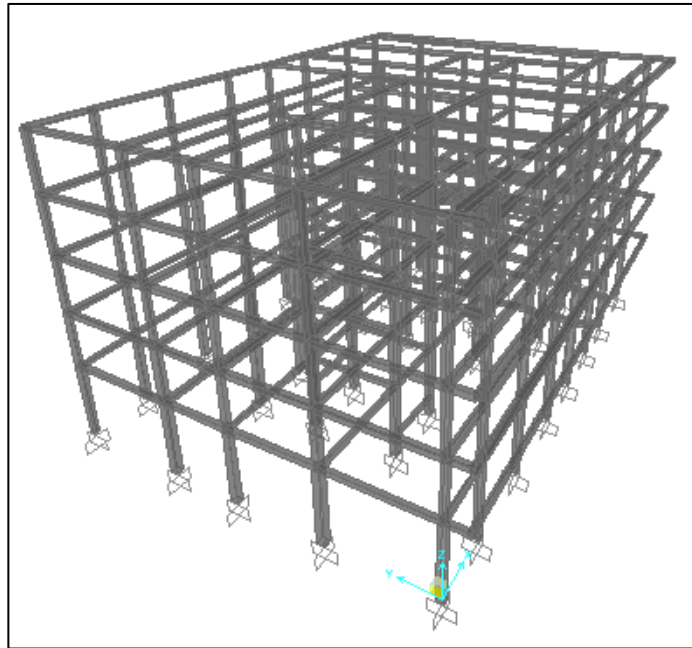


**Figura 35** Desprendimiento de muro de borde debido al Sismo de Lorca 2011  
Fuente: Google Maps

Como se puede observar en las figuras 34-35, el proyecto original del edificio tenía un muro de coronación de 10 cm. de espesor, y una altura de 1.20 m. en la zona de la terraza. Como consecuencia del sismo de Lorca de mayo de 2011, el muro tenía un mal anclaje y se desprendió causando la muerte de una persona.

## **CAPITULO III**

## MODELO ESTRUCTURAL



**Figura 36** Modelo estructural 3D Edificio “La Viña” SAP 2000

Para la construcción del modelo estructural del edificio en estudio se utilizaran 3 programas de cálculo de estructuras tales como SAP2000, ETABS y 3MURI. Para el análisis de la estructura en cada programa es necesario definir algunos parámetros que se detallan a continuación:

- Materiales
- Descripción de la cimentación
- Secciones de vigas y sus propiedades
- Secciones de columnas y sus propiedades
- Secciones de Losas para cada planta y la terraza.
- Secciones de Muros de mampostería y sus propiedades
- Tipos de carga a ser consideradas en el edificio
- Cálculo de cargas de escalera
- Combinaciones de cargas

Todos estos parámetros se definirán en función de la Norma de Construcción Española EH-73 de la comisión permanente de hormigón y la Norma MN 101-1962 de Acciones en la Edificación, ya que el edificio fue diseñado y construido 41 años atrás aproximadamente.

## MATERIALES

En el edificio se consideran 2 tipos de materiales, de los cuales el hormigón armado ( $H^{\circ} A^{\circ}$ ) con su acero de refuerzo es considerado como estructural y el ladrillo hueco de la mampostería se lo considera como no estructural. En la siguiente tabla se detalla cuales son las propiedades de cada material.

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	MATERIAL		
		Hormigon Armado	Acero de Refuerzo	Ladrillo Hueco
Peso Especifico	kN/m <sup>3</sup>	23,54	77,01	11,77
Limite Elastico	kN/cm <sup>2</sup>	1,86	41,20	0,49
Carga Unitaria de Rotura	kN/cm <sup>2</sup>	0,00	62,07	0,00
Modulo de Elasticidad	kN/cm <sup>2</sup>	3201,09	20601,00	79,46
Modulo de Cortante	kN/cm <sup>2</sup>	1333,79	0,00	33,11
Coefficiente de Poisson	u	0,2		0,2
Coefficiente de Dilatación Termica	u	9,90E+06		9,90E+06
Normativa o Especificacion		EH-73	EH-73	MN 101-1962

**Tabla 5** Materiales utilizados para el modelo estructural en SAP2000, ETABS, 3Muri

La resistencia del  $H^{\circ} A^{\circ}$  fue de  $f^{\circ}c=3,43$  kN/cm<sup>2</sup> de acuerdo a los datos del proyecto original, pero se considera una resistencia degradada de  $f^{\circ}c=1,86$  kN/cm<sup>2</sup> según los ensayos realizados durante la visita técnica del Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

## CIMENTACIÓN

Para la representación del modelo en los programas se asume que todos los nodos a nivel 0 están empotrados en su totalidad, por lo que no se considera el efecto de suelo en el cálculo estructural.

## SECCIONES COLUMNAS

Las columnas se clasificaron de acuerdo a su sección y la cantidad de acero de refuerzo tal como se muestra en la tabla 6. Se distribuyeron por plantas de acuerdo al plano de elevación de la figura 15 y los Anexos 1, 3. Ya que no se tiene un detalle descriptivo del estribaje y su separación, se asume que en todas las columnas tienen estribos con varillas de 6 mm. de diámetro y una separación constante de 25 cm., según el informe de laboratorio de los ensayos de ultrasonido realizados en el edificio durante la visita técnica. (véase figura 29).











DETALLE COLUMNAS EDIFICIO LA "VIÑA"		
TIPO	DIMENSIONES	SECCION ACERO [ cm <sup>2</sup> ]
	25x25cm 4Φ14mm	6.16 cm <sup>2</sup>
	25x25cm 4Φ16mm	8.04 cm <sup>2</sup>
	30x30cm 4Φ16mm	8.04 cm <sup>2</sup>
	30x30cm 4Φ18mm	10.18 cm <sup>2</sup>
	35x30cm 4Φ18mm	10.18 cm <sup>2</sup>
	35x35cm 4Φ18mm	10.18 cm <sup>2</sup>
	35x35cm 6Φ18mm	15.27 cm <sup>2</sup>
	35x40cm 6Φ18mm	15.27 cm <sup>2</sup>

Tabla 6 Tipos de Columnas edificio “La Viña”

## SECCIONES VIGAS

Como se pudo detallar en el capítulo anterior, las vigas están compuestas de forma mixta y se clasifican de dos tipos en función del ancho de la platina, la “VIGA 2 “ se encuentra colocada en la primera planta y la “VIGA 1” está colocada en las plantas superiores. En la siguiente figura se tiene un detalle en cm. de las dimensiones de cada viga con sus diferentes componentes

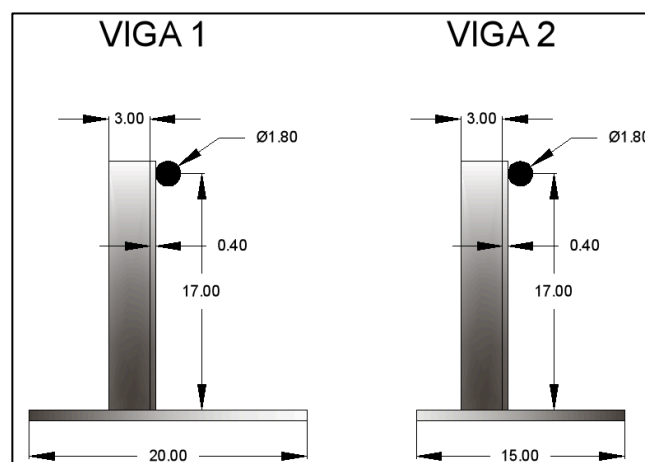


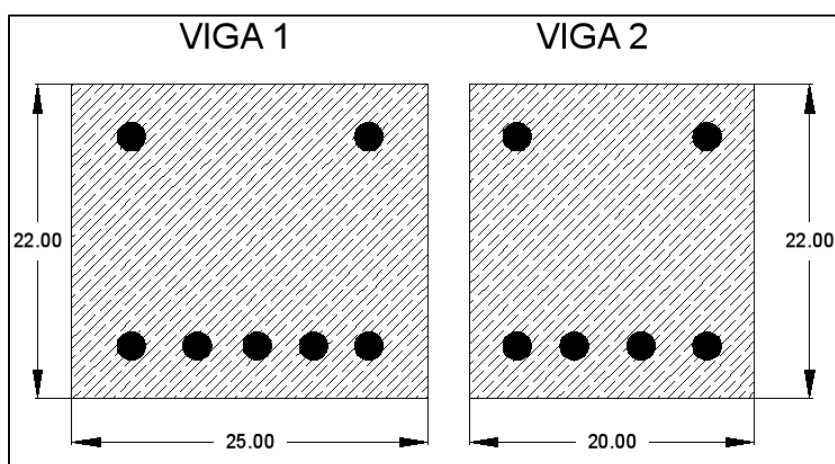
Figura 37 Detalle vigas principales edificio “La Viña”./[cm]

Fuente: Proyecto Original Arq. José M. Espi

En los modelos estructurales de SAP2000 y ETABS, se considera un modelo equivalente para cada tipo de viga en función de la cuantía que tienen de acero para la resistencia a compresión y tracción, y de su inercia. De lo cual se obtiene dos tipos de vigas de hormigón armado que se detallan en la tabla 7 y la figura 38.

DETALLE VIGAS EQUIVALENTES			
Tipo	Sección [cm]	Acero de Refuerzo Compresion [cm <sup>2</sup> ]	Acero de Refuerzo Tracción [cm <sup>2</sup> ]
VIGA 1	25x22	16	2.54
VIGA 2	20x22	12	2.54

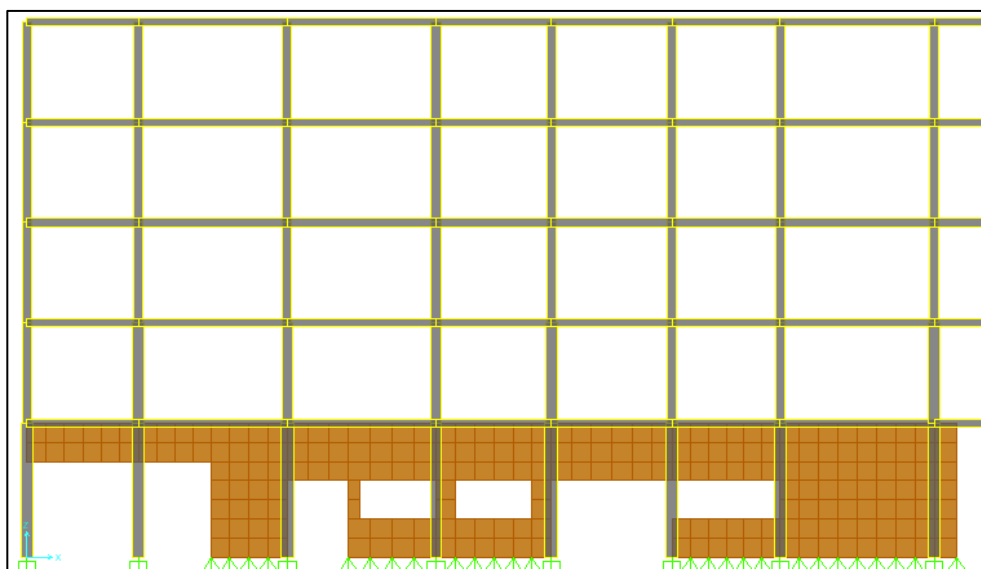
**Tabla 7** Detalle vigas equivalentes edificio “La Viña”



**Figura 38** Detalle vigas equivalentes edificio “La Viña”./ [cm]

Fuente: Proyecto Original Arq. José M. Espi

En la figura 39, se muestra un pórtico de la estructura en el programa SAP2000 en el que se representa la cimentación, vigas y columnas del edificio en estudio.



**Figura 39** Detalle Pórtico de cimentación vigas y columnas edificio “La Viña”

## SECCIONES LOSA DE PISO Y LOSA DE TERRAZA

La losa alivianada con bloques de mortero hueco que se encuentra colocada en el edificio, se representa en el programa SAP2000 y ETABS mediante una losa maciza equivalente de Hº. Aº. de 11.46 cm. de espesor, la cual se obtiene en función de la inercia de la sección alivianada y se muestra en la siguiente figura.

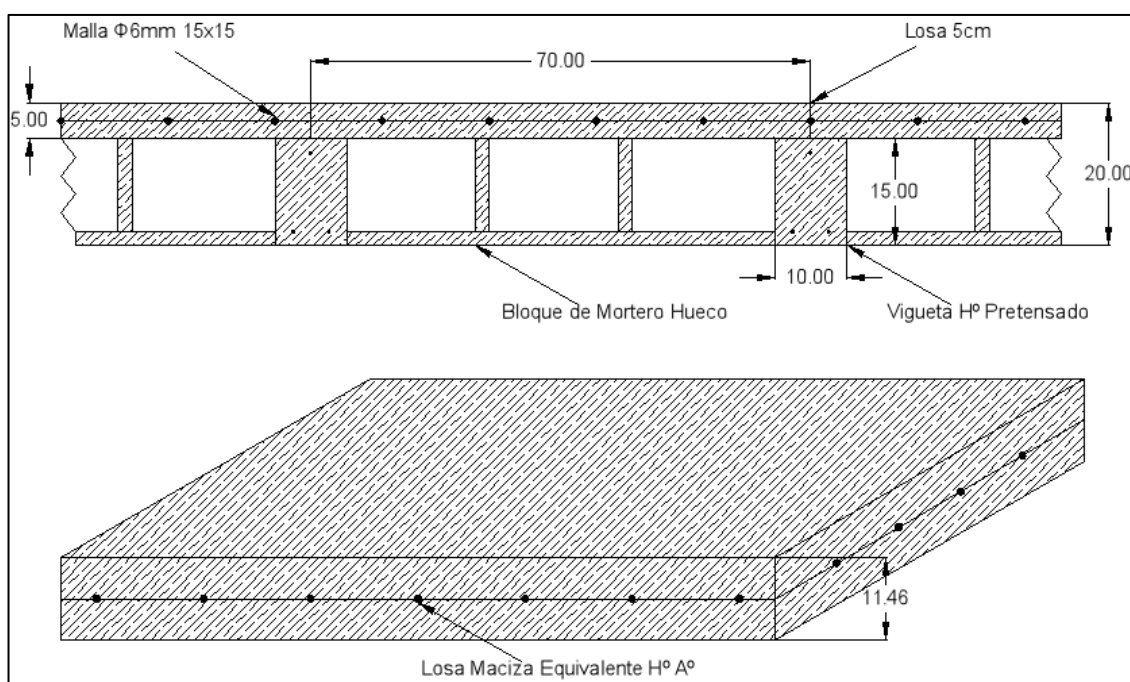


Figura 40 Detalle losa equivalente edificio “La Viña”./ [cm]

La sección de la losa equivalente para los entrepisos y la losa en la terraza se colocan del mismo espesor y se diferencian por el tipo de terminados, los cuales serán detallados posteriormente.

En los programas SAP2000 y ETABS consideran como losa el elemento tipo “*Shell-thin*”, el cual tiene 6 grados de libertad y transmite los esfuerzos de momento y cortante a la estructura a través de sus cuatro nodos de contorno. A la losa tipo “*Shell-thin*” se le realizó una discretización con la finalidad de simular la posición de las viguetas a una distancia aproximada de 70 cm y de esta manera se puede distribuir las cargas de forma unidireccional tal como muestra la siguiente figura.

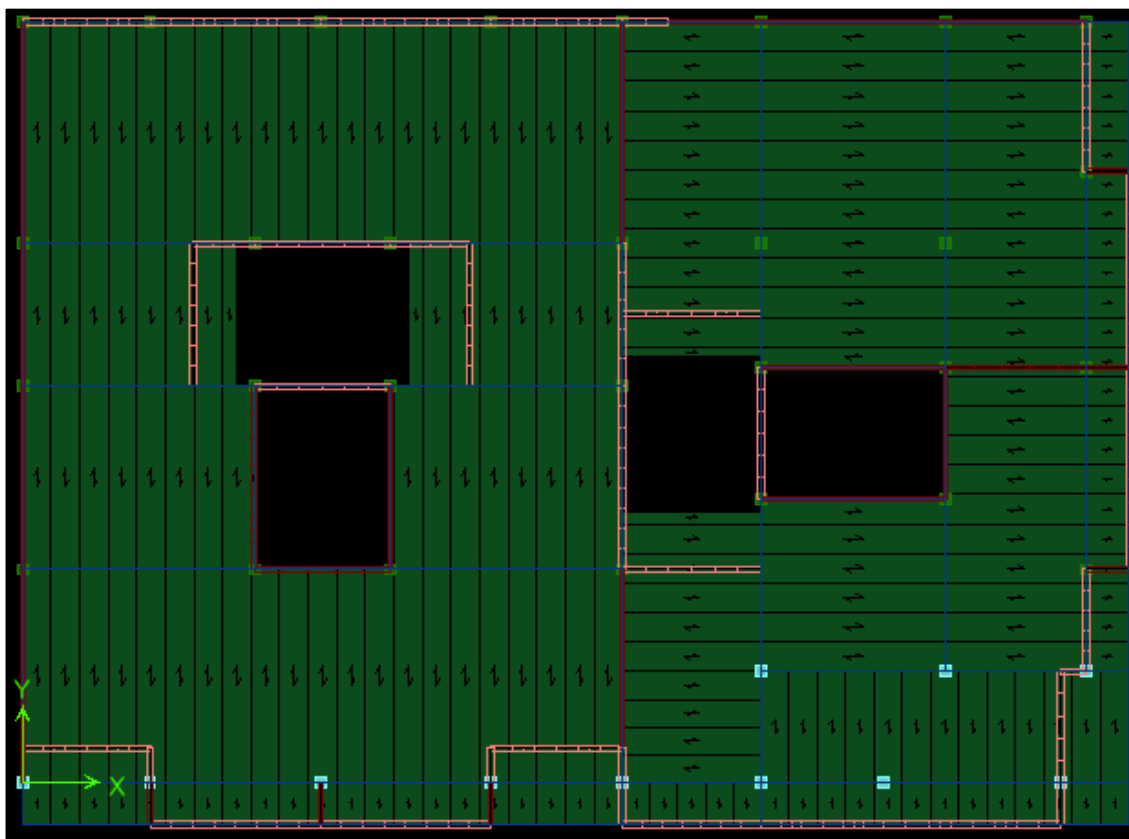
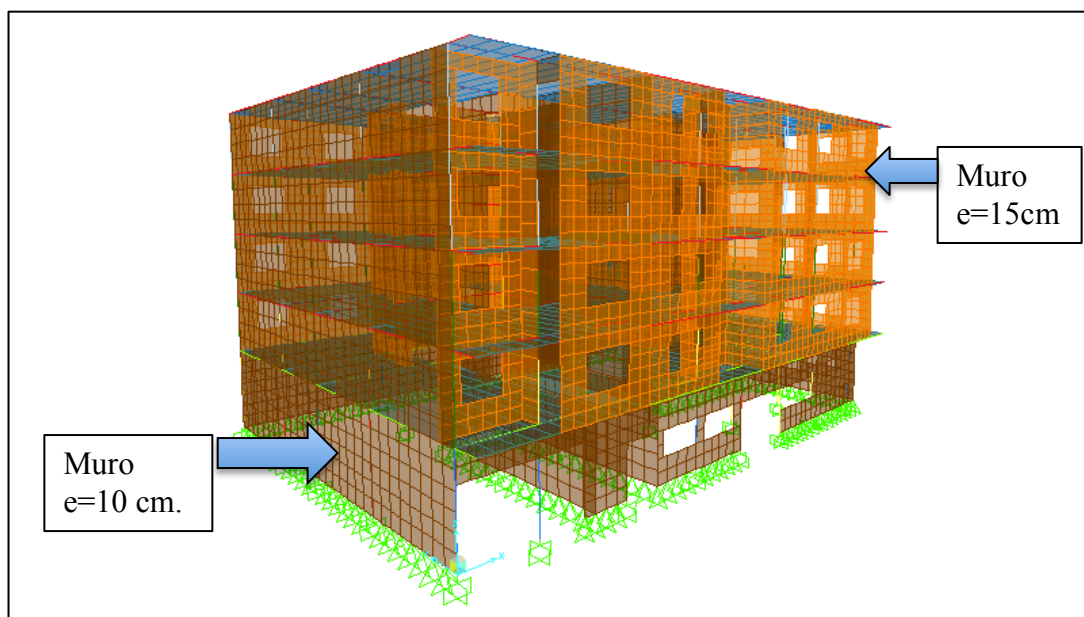


Figura 41 Detalle Losa Unidireccional edificio “La Viña”

## MUROS

Los muros perimetrales exteriores e interiores son de ladrillo hueco, los cuales se clasifican de acuerdo a su espesor de 15, 10 y 5 cm. respectivamente, para su representación en el modelo estructural se consideran únicamente los muros de 15 y 10 cm. de espesor, distribuidos en cada planta de acuerdo a los planos mostrados en las figuras 22-23. Los muros de 5 cm. no aportan significativamente a la rigidez de la estructura por lo que se estimó una carga distribuida uniforme sobre la losa de cada planta. En los programas SAP2000 y ETABS se utilizan los elementos tipo “*Shell-thin*”, de forma similar al usado en los elementos Losas, pero la discretización es una malla más fina.

En la figura 42, se muestra una representación del modelo en SAP2000 en 3 dimensiones en donde se puede observar los muros perimetrales en dos caras del edificio y se puede distinguir la clasificación utilizada.



**Figura 42** Detalle de Muros perimetrales edificio “La Viña”

## TIPOS DE CARGA

Las cargas colocadas en la estructura se clasifican función de cada planta, así como las cargas para los huecos de escaleras de los accesos del edificio, de acuerdo a la siguiente tabla.<sup>7</sup>

TIPOS DE CARGA EDIFICIO "LA VIÑA"			
CARGAS PERMANENTES			
TIPO	UNIDADES	CARGA	Norma - Especificacion
Terminados Entrepiso	kN/m <sup>2</sup>	0,78	MN-101-1962 T.2.5/C
Terminados Terraza	kN/m <sup>2</sup>	0,98	MN-101-1962 T.2.5/D
Muros e=5cm	kN/m <sup>3</sup>	0,34	MN-101-1962 T.2.5/A
Escalera	kN/m <sup>4</sup>	4,71	MN-101-1962 T.2.1/D
CARGAS DE USO			
TIPO	UNIDADES	CARGA	
Viva	kN/m <sup>4</sup>	1,96	MN-101-1962 T.3.1/B
Viva Terraza	kN/m <sup>4</sup>	0,20	
Viva Escaleras	kN/m <sup>4</sup>	2,94	MN-101-1962 T.3.1/B

**Tabla 8** Detalle Tipos de Carga estimados para edificio “La Viña”

En los programas SAP2000 y ETABS, se aplican las cargas de forma distribuida sobre la losa de cada planta y sobre los huecos de escalera según corresponda.

## CARGAS DE ESCALERA

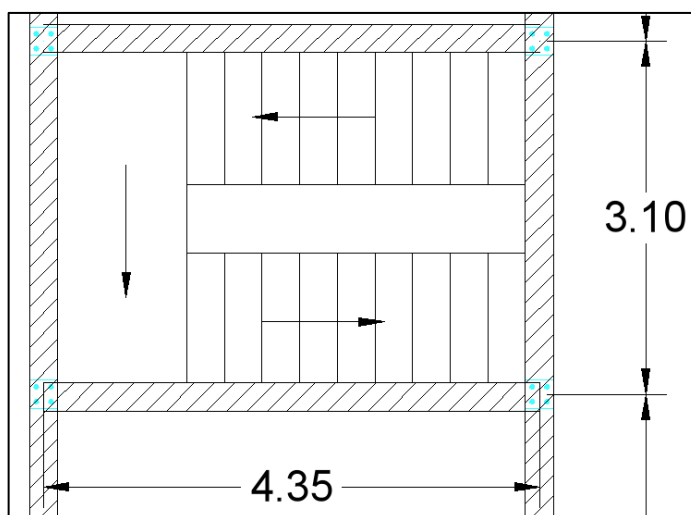
Para determinar cual es la carga puntual que se debe colocar por cada tipo de carga de escalera estipulada en el modelo estructural, se realizó la modelación individual de las

<sup>7</sup> Las cargas se consideran en función de la normativa MN-101-1962 “Acciones en la Edificación” vigentes para la construcción en esa época.



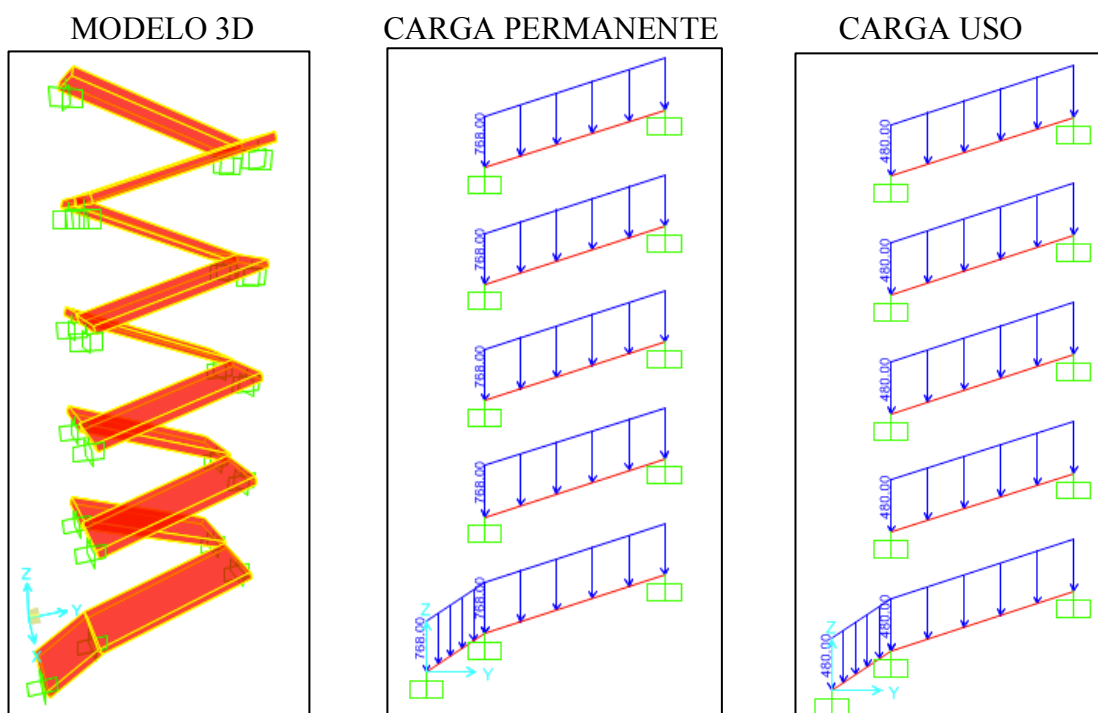
escaleras en el programa SAP2000, considerando las cargas de forma distribuida que se indican en la tabla 8.

La construcción del modelo se basa en plano en elevación de la estructura mostrado en la figura 15 y los planos de cada planta mostrados en el Anexo 3. En la siguiente figura se puede observar la geometría utilizada y la dirección de recorrido de la escalera para cada planta.



**Figura 43** Detalle caja de escalera Edificio “La Viña”

El modelo es un conjunto de vigas de H° A° de acuerdo a la caja de escalera de la edificación, en donde se colocan las cargas lineales y se obtienen las reacciones en cada nivel, tal como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 44** Detalle modelo escalera 3D en SAP2000 y consideración de cargas permanentes y de uso.

A continuación se muestra una tabla con las reacciones encontradas en cada planta, las cuales serán aplicadas en el modelo principal como cargas puntuales.

<b>CARGAS DE ESCALERA</b>		
<b>Altura</b>	<b>Permanente</b>	<b>Uso</b>
<b>m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
0	0,00	0,00
0,9	23,25	14,53
2,25	33,96	21,22
3,6	33,96	21,22
4,95	33,96	21,22
6,3	33,96	21,22
7,65	33,96	21,22
9	33,96	21,22
10,35	33,96	21,22
11,7	33,96	21,22
13,05	33,96	21,22
14,4	33,96	21,22

**Tabla 9** Detalle de Cargas de Escalera

## COMBINACION DE CARGA

De acuerdo al Eurocódigo EC-08 en el apartado 3.2.4 se considera que la combinación de carga para el análisis sísmico de una estructura viene dado por la siguiente fórmula.

$$\sum G + \sum \psi_E Q \quad (3.1)$$

En donde G son todas las masas de tipo gravitacional o permanente,  $\Psi_E$  es el factor de participación de masas variables o no permanentes y Q, las masas no permanentes presentes en la estructura.

En el presente estudio se considera al peso propio y todas las cargas permanentes en la estructura como G, todas las cargas uso como Q y  $\Psi_E$  se asume una influencia de las cargas de uso de un 40% de acuerdo a la normativa italiana NTC-2008.

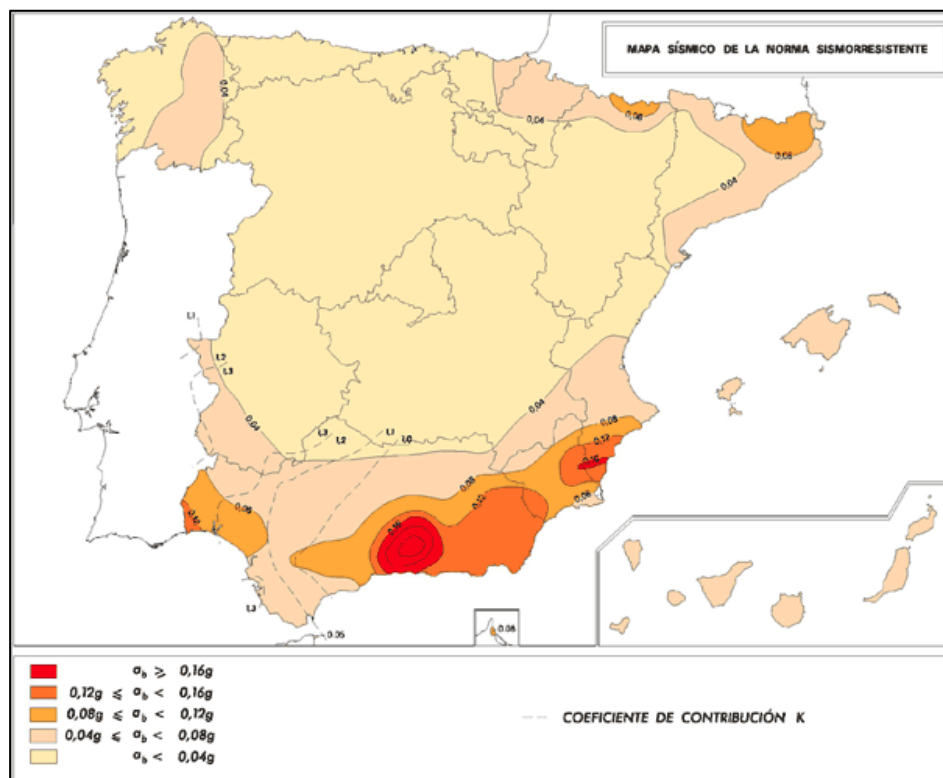
## **CAPITULO IV**

## DEMANDA SÍSMICA

Para el análisis de la demanda sísmica se considera dos casos específicos, el primero mediante un espectro de respuesta de acuerdo a la normativa española NCSE-02 y el Eurocódigo EC-08 en función de la zona de emplazamiento de la estructura. El segundo se evaluará en función del espectro de demanda producido por el sismo de Lorca de mayo del 2011 en las direcciones X-Y.

### ESPECTRO DE RESPUESTA NCSE-02 Y EUROCODIGO EC-08

El artículo 2.1 de la norma NCSE-02, señala que la aceleración sísmica básica del terreno  $a_b$  está definida por el mapa de peligrosidad sísmica, el cual muestra el valor de la aceleración en función de la gravedad (g) y el coeficiente de contribución  $K$  para los distintos tipos de terremotos esperados en distintos puntos de España, tal como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 45** Mapa de Peligrosidad Sísmica Norma NCSE-02  
Fuente: NCSE-02-2002-Ministerio de Fomento

Para la edificación en estudio se considera un valor de la aceleración sísmica básica de 0.12g, el cual pertenece a la zona de la ciudad de Lorca según el Anejo 1 de la norma NCSE-02.

En función del artículo No 3.2.2.2 del Eurocódigo EC-08 el espectro de respuesta elástico viene definido por las siguientes expresiones

Para  $0 \leq T \leq T_B$

$$S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] \quad (4.1)$$

Para  $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_e(T) = a_g S \cdot 2.5\eta \quad (4.2)$$

Para  $T_C \leq T \leq T_D$

$$S_e(T) = a_g S \cdot 2.5\eta \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.3)$$

Para  $T_D \leq T \leq 4s$

$$S_e(T) = a_g S \cdot 2.5\eta \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.4)$$

Dónde:

$S_e(T)$  es el espectro elástico de respuesta

$T$  es el periodo de vibración linear para un sistema de un grado de libertad

$a_g$  es la aceleración del terreno para una estructura normal tipo A en donde:

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_b \quad (4.5)$$

$\gamma_1$  es el factor de importancia de la estructura para este caso es 1.

$S$  es el factor de suelo definido en la *tabla 3.1* del *Eurocódigo EC-08* y para el edificio en estudio se considera un suelo tipo B de las siguientes características:

B “*Depósitos de arena muy densa, grava, o arcilla muy dura, tiene decenas de metros de espesor y se caracteriza por un incremento de las propiedades mecánicas de acuerdo a la profundidad*”. Este tipo de suelo es equivalente al terreno Tipo II del artículo 2.4 de la norma NCSE-02. “*Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros*”<sup>8</sup>.

$\eta$  Es el factor de corrección de amortiguamiento tomando como referencia  $\eta=1$  para una viscosidad de amortiguamiento de un 5%.

$T_B$  es el punto limite inferior del periodo cuando la aceleración espectral se mantiene en un valor constante.

$T_C$  es el punto limite superior del periodo cuando la aceleración espectral se mantiene en un valor constante.

<sup>8</sup> La tabla de comparación entre tipos de suelos entre el Eurocódigo EC-08 y la Norma NCSE-02 se encuentra en el Anexo 5



$T_D$  es el punto inicial donde el rango del espectro de respuesta del desplazamiento es constante.

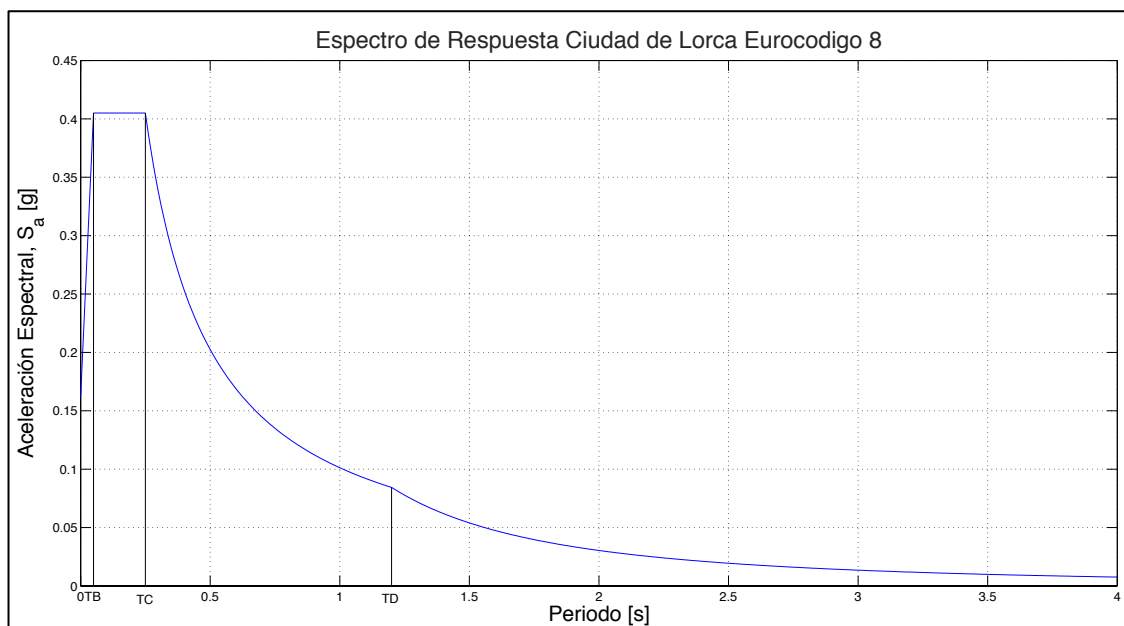
El Eurocódigo EC-08 en su artículo 3.2.2.2 recomienda utilizar el espectro Tipo II para terremotos con magnitudes inferiores a  $M_w=5.5$ , en nuestro caso la magnitud máxima fue  $M_w=5.1$ .

En la siguiente tabla se muestra los límites que recomienda el Eurocódigo EC-08 para la construcción del espectro de respuesta de acuerdo al tipo de suelo existente en Lorca. Para nuestro caso de estudio es la de tipo B en comparación con los tipos de suelo mostrados en las normas NCSE-02.

Tipo de suelo	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.1	0.25	1.2
D	1.6	0.05	0.25	1.2

**Tabla 10** Límites Espectro de Respuesta Tipo II  
Fuente: Eurocódigo EC-08 Tabla 3.3

Utilizando como herramienta de programación el programa MATLAB<sup>9</sup>, utilizamos las variables descritas anteriormente y graficamos el espectro de respuesta perteneciente a Lorca de acuerdo al Eurocódigo EC-08.

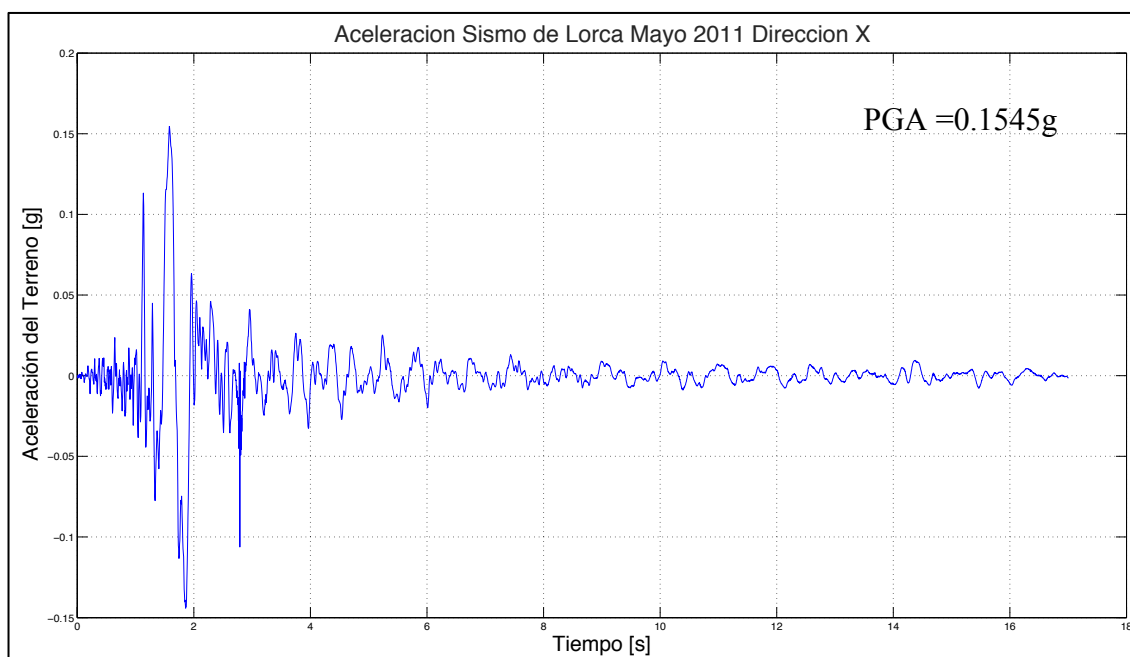


**Figura 46** Espectro de Respuesta para la ciudad de Lorca  
Fuente: Eurocódigo EC-08- Capítulo 3

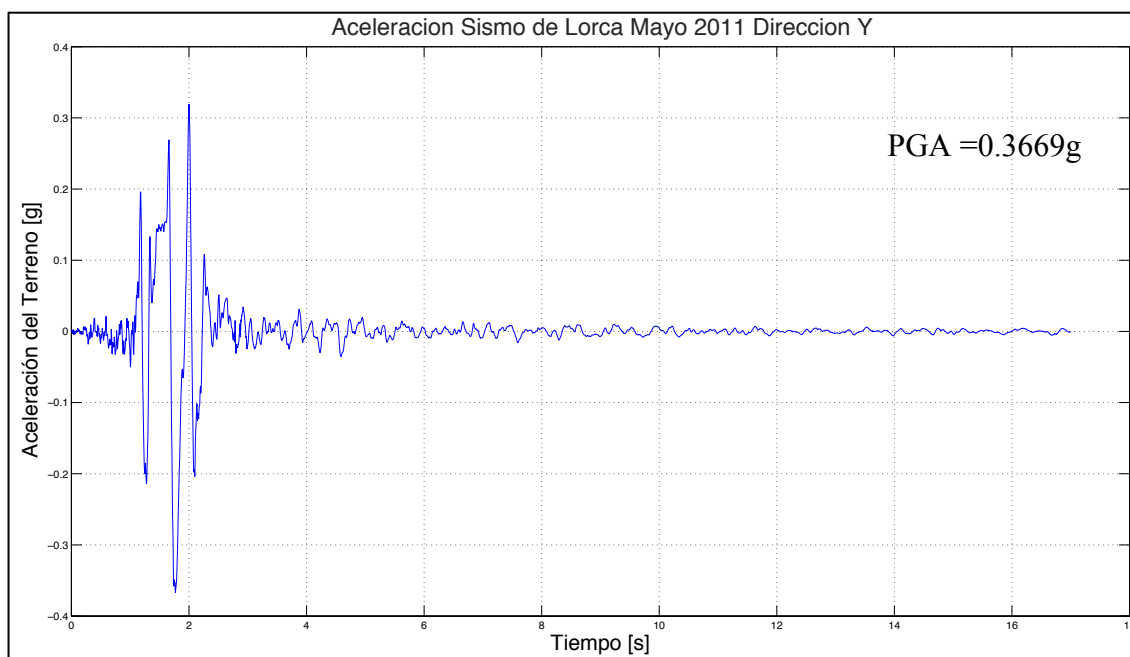
<sup>9</sup> Se toman como base las subrutinas de MATLAB realizadas por el Profesor Jorge Ávila

## ESPECTRO DE DEMANDA SISMO DE LORCA, MAYO 2011

De acuerdo a la tabla 2, el terremoto fue registrado por un total de 110 acelerógrafos colocados en la ciudad de Lorca por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Usando los registros de un acelerógrafo colocado en la Cárcel Municipal, se obtienen las graficas de los acelerogramas en las direcciones ortogonales X-Y, utilizando el programa MATLAB tal como se muestran a continuación.



**Figura 47** Acelerograma de Lorca en Dirección X



**Figura 48** Acelerograma de Lorca en Dirección Y

Luego se selecciona la aceleración pico (*Peak Ground Acceleration*) (*PGA*) para cada caso y resulta

$$PGAX=0.1545g \quad PGAY=0.3669g.$$

Para obtener el espectro de demanda para la señal del sismo en las dos direcciones mencionadas, se aplica el método de evaluación de respuestas dinámicas basada en la interpolación lineal de “*piecewise*” (Chopra, A. K., 2012)<sup>10</sup>, el cual se describe a continuación:

1. Partimos conociendo que la ecuación de movimiento para un sistema inelástico viene dado por

$$\begin{aligned} m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) &= p(t) \\ m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) &= -m\ddot{u}_g(t) \end{aligned} \quad (4.6)$$

en donde:

$m$  es la masa

$\ddot{u}$  es la aceleración del sistema

$c$  es el amortiguamiento del sistema

$\dot{u}$  es la velocidad del sistema

$f_s(u)$  es la función del desplazamiento del sistema y en este caso es  $kui$

$p(t)$  o  $-m\ddot{u}_g(t)$  es la función de aceleración del terreno q afecta al sistema.

2. Las condiciones iniciales son que el desplazamiento y velocidad inicial son 0 nulos para este caso en particular

$$u_0 = u(0) = 0 \quad (4.7)$$

$$\dot{u}_0 = \dot{u}(0) = 0 \quad (4.8)$$

3. El intervalo de tiempo viene dado por la siguiente ecuación

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i = 0.05s \quad (4.9)$$

<sup>10</sup> El método se encuentra descrito en el libro “Dinamic of Estructures”, Anil K. Chopra págs. 165-171

4. Es necesario crear un vector de periodos de un intervalo determinado  $\Delta t$ , con la finalidad de obtener un vector de frecuencias naturales del sistema  $w_n$  tal como se muestra a continuación.

$$T_n = 0.001 : \Delta t : 50s \quad (4.10)$$

$$w_n = \frac{2\pi}{T_{ni}} \quad (4.11)$$

5. Aplicando el método de interpolación lineal de “*piecewise*” los vectores de desplazamiento y velocidad espectral se obtienen mediante las siguientes ecuaciones.

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \quad (4.12)$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'\dot{u}_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \quad (4.13)$$

Se realiza un cálculo inicial de las siguientes constantes.

$$e^{-\xi w_n \Delta t} \quad (4.14)$$

$$w_D = w_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (4.15)$$

$$\text{sen} w_D \Delta t \quad (4.16)$$

$$\cos w_D \Delta t \quad (4.17)$$

Donde:

$\xi$  es el amortiguamiento del sistema

$w_D$  Es la frecuencia amortiguada del sistema

para finalizar se calculan los coeficientes A,B,C,D y A',B',C',D' mediante las siguientes expresiones

$$A = e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \text{sen} w_D \Delta t + \cos w_D \Delta t \right) \quad (4.18)$$

$$B = e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \frac{1}{w_D} \text{sen} w_D \Delta t \right) \quad (4.19)$$

$$C = \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\xi}{w_n \Delta t} + e^{-\xi w_n \Delta t} \left[ \left( \frac{1-2\xi^2}{w_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right) \text{sen} w_D \Delta t - \left( 1 + \frac{2\xi}{w_n \Delta t} \right) \cos w_D \Delta t \right] \right\} \quad (4.20)$$

$$D = \frac{1}{k} \left[ 1 - \frac{2\xi}{w_n \Delta t} + e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \frac{2\xi^2 - 1}{w_D \Delta t} \text{sen} w_D \Delta t - \frac{2\xi}{w_n \Delta t} \cos w_D \Delta t \right) \right] \quad (4.21)$$

$$A' = -e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \frac{w_n}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} w_D \Delta t \right) \quad (4.22)$$

$$B' = e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \cos w_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} w_D \Delta t \right) \quad (4.23)$$

$$C' = \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi w_n \Delta t} \left[ \left( \frac{w_n}{\sqrt{1-\xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t \sqrt{1-\xi^2}} \right) \text{sen} w_D \Delta t - \frac{1}{\Delta t} \cos w_D \Delta t \right] \right\} \quad (4.24)$$

$$D' = \frac{1}{k \Delta t} \left[ 1 - e^{-\xi w_n \Delta t} \left( \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} w_D \Delta t + \cos w_D \Delta t \right) \right] \quad (4.25)$$

donde:

k es la rigidez del sistema

Se realiza el cálculo de los valores de desplazamiento y de velocidad espectral para cada punto de la aceleración del terreno  $\ddot{u}_g$  registrado en los acelerogramas para las direcciones X-Y.

6. Se obtiene el vector de aceleración espectral utilizando las siguientes ecuaciones.

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \quad (4.26)$$

Despejando

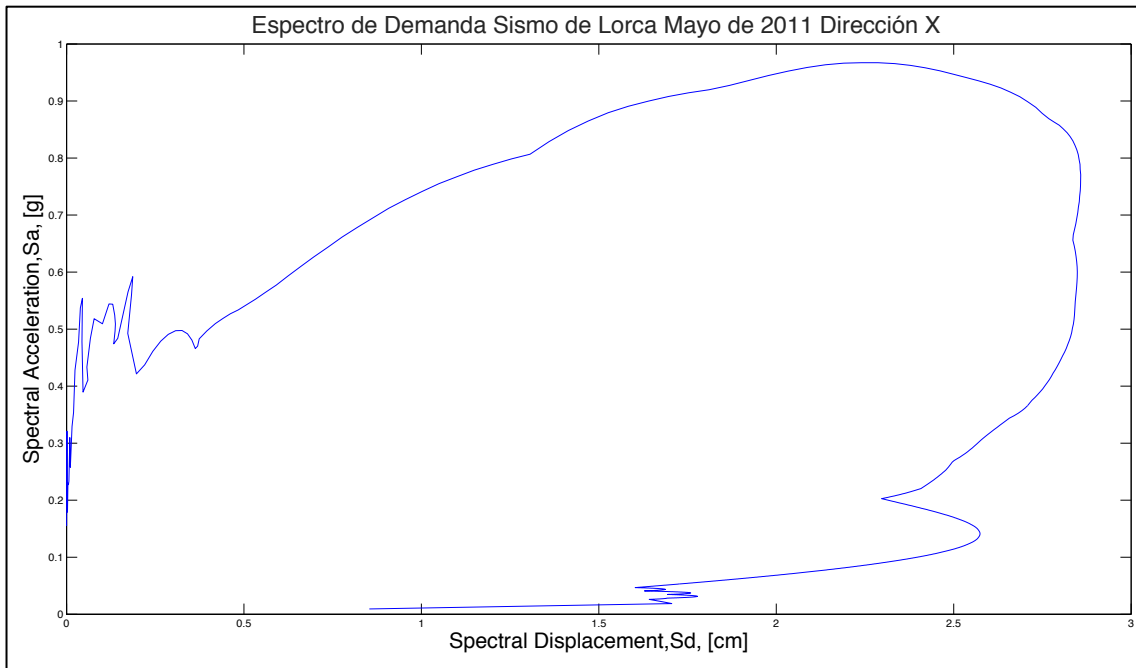
$$\ddot{u} = \frac{-c \dot{u} - k u}{m} \quad (4.27)$$

$$c = \frac{2k}{w_n} \quad (4.28)$$

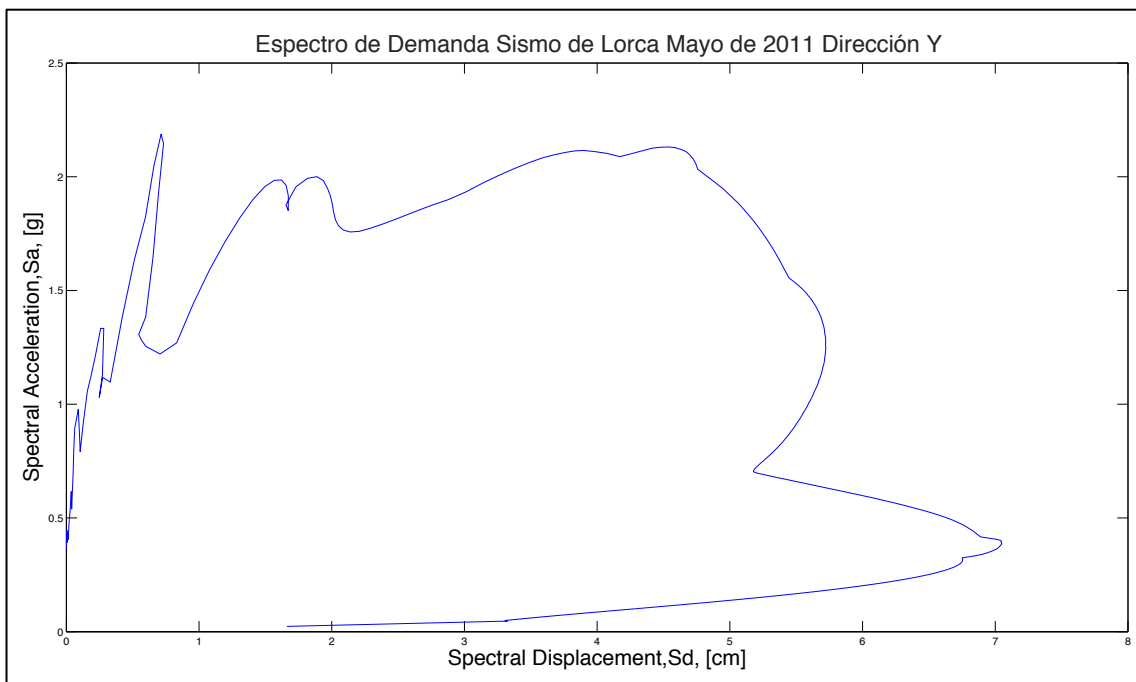
7. Se realiza este proceso de cálculo para cada valor del vector de frecuencias naturales  $w_{ni}$ .



8. De cada vector de desplazamiento, velocidad y aceleración espectral obtenidos para cada frecuencia natural  $w_{ni}$  se obtiene el valor máximo absoluto.
9. La unión de los puntos máximos absolutos de desplazamiento  $S_d$  y aceleración espectral  $S_a$ , forman los espectros de demanda para un amortiguamiento inicial  $\xi = 0.05$  en coordenadas ADRS solicitados, como se muestran a continuación en las figuras 49-50.



**Figura 49** Espectro de Demanda Sismo de Lorca mayo 2011 en Dirección X



**Figura 50** Espectro de Demanda Sismo de Lorca mayo 2011 en Dirección Y

## CAPACIDAD

En la actualidad, se realiza un análisis estático no lineal para obtener cual es la *capacidad* que tiene una estructura de resistir una demanda sísmica determinada. Esto tiene como finalidad representar cual es el comportamiento del edificio frente al movimiento del suelo producido por un terremoto, evaluar las deformaciones producidas y su resistencia a esfuerzos cortantes en los elementos estructurales.

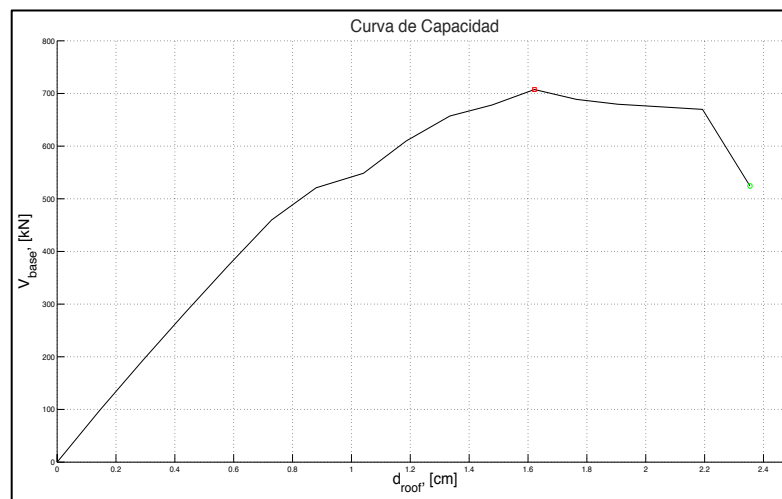


Figura 51 Curva de Capacidad

El método PUSH-OVER, es un tipo de análisis estático no lineal que se aplica a la estructura para obtener una representación gráfica de una curva de capacidad (fuerza-desplazamiento) como se muestra en la figura 51. Este método consiste en realizar un empuje lateral de forma incremental a la estructura, siguiendo un patrón de cargas determinado y manteniendo las fuerzas gravitacionales constantes, tal como se muestra en la figura 52.

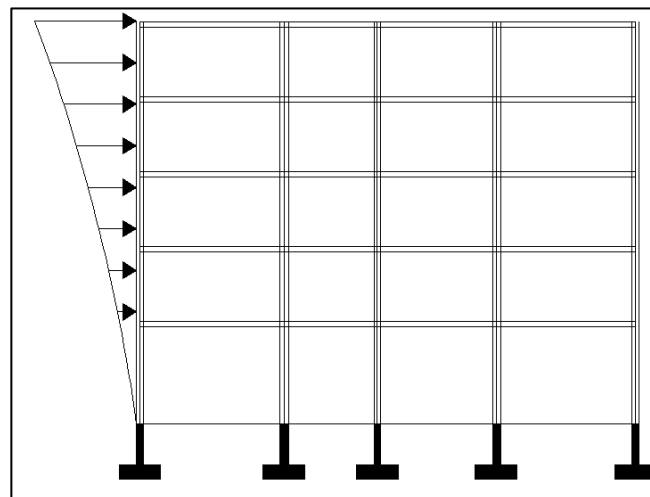
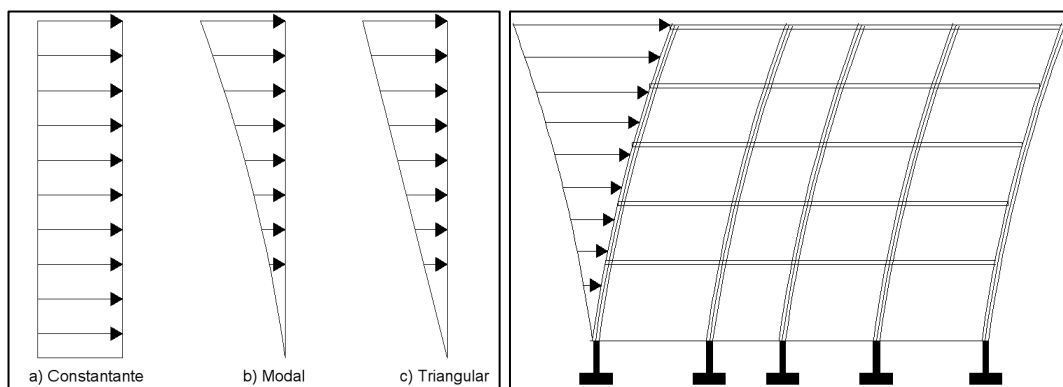


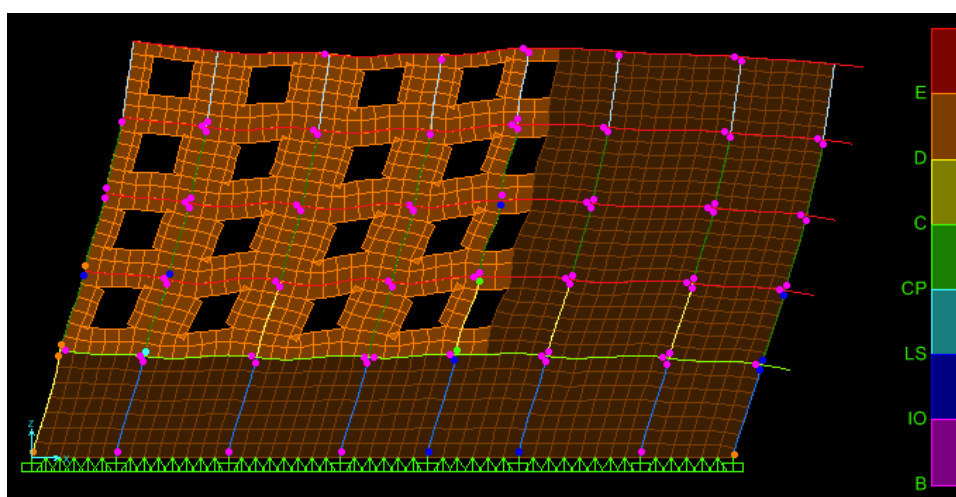
Figura 52 Empuje Incremental Push Over

De acuerdo a la bibliografía consultada, el empuje incremental puede realizarse mediante una fuerza distribuida constante en altura, en función del modo de vibración y una fuerza triangular distribuida, tal como es muestra en la figura 53. Para el caso de estudio se utilizara una fuerza distribuida en función del modo de vibración en las direcciones X-Y respectivamente.



**Figura 53** Tipos de Empujes Incrementales PUSH-OVER

Durante el proceso incremental, se puede observar el comportamiento de los elementos estructurales, cuando superan el rango elástico, pasan a un rango elastoplástico, la estructura pierde resistencia y alcanza un limite predeterminado de inestabilidad, llegando al colapso<sup>11</sup>(Ramírez. R), como se puede observar en las figura 53.



**Figura 54** Comportamiento elementos estructurales durante un ensayo PUSH-OVER

<sup>11</sup> Tesis: Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio de Estructura Mixta Hormigón y Mampostería no Reforzada. Capítulo 4- Págs. 43-51

Utilizando los programas de cálculo estructural y elementos finitos SAP2000 y ETABS, para obtener el espectro de capacidad de una estructura se realiza el siguiente proceso. (Los resultados finales se muestran en el Capítulo V).

1. Luego de tener el modelo descrito en el Capítulo III, se debe calcular los modos naturales de vibración de la estructura. De acuerdo a la normativa Española NCSE-02, el mínimo número de modos a ser considerados de manera significativa, “*son aquellos para los que la suma de las masas efectivas de los  $r$  primeros modos considerados sea superior al 90% de la masa movilizada en el movimiento sísmico*”<sup>12</sup>. La participación de masas a considerar, son todas las cargas permanentes y de uso con sus respectivos coeficientes de participación, incluyendo el peso propio de la edificación. Tal como se muestra en la siguiente figura.

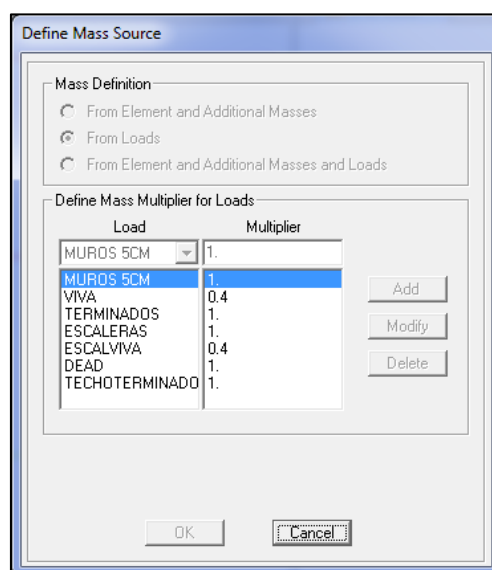


Figura 55 Participación de masa modal SAP2000/ETABS

Se calculan los modos naturales de vibración y se busca cual tiene una mayor participación de masas en dirección X y cual en dirección Y.

2. Se define un estado de carga gravitacional no lineal (CGNL), en el cual se incluyen todas las cargas permanentes y de uso con sus respectivos coeficientes de participación de acuerdo a la fórmula (3.1), se considera un análisis de tipo no lineal para que las cargas gravitacionales actúen durante el empuje

<sup>12</sup> Apartado C.3.3.2.3.1 de la NCSE-02 número mínimo de modos de vibración.

incremental del análisis PUSH-OVER, tal como se muestra en la siguiente figura.

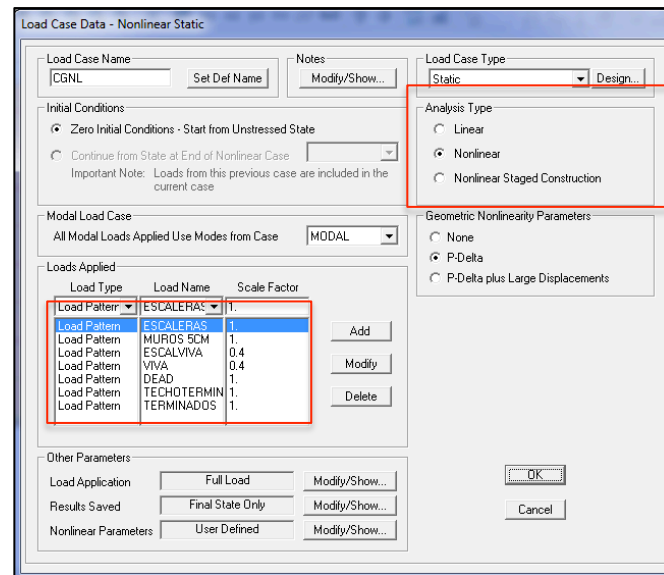


Figura 56 Definición de Estado de Carga CGNL SAP2000/ETABS

- Se define un estado de carga no lineal (PUSH-OVER), para realizar el análisis incremental PUSH-OVER en función de los modos de vibración que corresponden a las direcciones X-Y respectivamente, se toma como punto inicial el caso de carga (CGNL), tal como se muestra en la siguiente figura.

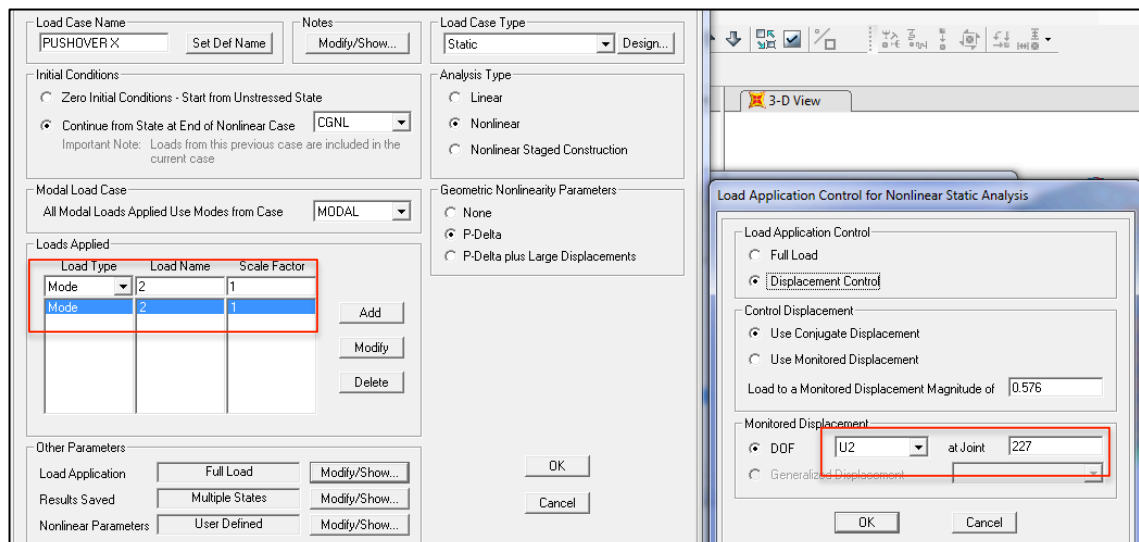


Figura 57 Caso de Carga no lineal PUSH-OVER sentido X. SAP 2000

- Dentro del caso de carga para el análisis PUSH-OVER se define un nodo de control, el cual está ubicado en la última planta y es el nodo más próximo al centro de masas. Este nodo define cuales son los desplazamientos producidos en la estructura durante el empuje incremental.

5. Para el monitoreo de la resistencia que tienen los elementos estructurales en la edificación, se definen rotulas plásticas en los extremos de cada viga y cada columna. Los programas SAP2000 y ETABS definen de una forma automática el tipo de rotula plástica que tiene cada elemento, en función de su sección, tipo de refuerzo longitudinal y transversal.

Los tipos de rotulas plásticas se asignan según las recomendaciones de la *Federal Emergency Management Agency* en su artículo FEMA-356<sup>13</sup>. Las rotulas para las columnas se definen para momentos transversales en dos direcciones y para la fuerza axial que soportan durante el empuje incremental y se considera como caso de carga (PUSH-OVER); en el caso de la vigas se consideran las rotulas para la acción de momentos transversales en dos direcciones y se considera como caso de carga (CGNL). De acuerdo a la normativa ACI-318 se puede considerar como zona de plastificación a una longitud de 2 veces el peralte de la viga o el ancho de la columna, por lo que se colocan las rotulas plásticas a una distancia del 5% de la longitud desde los extremos para cada elemento estructural, tal como se detallan en las figuras 58-59.

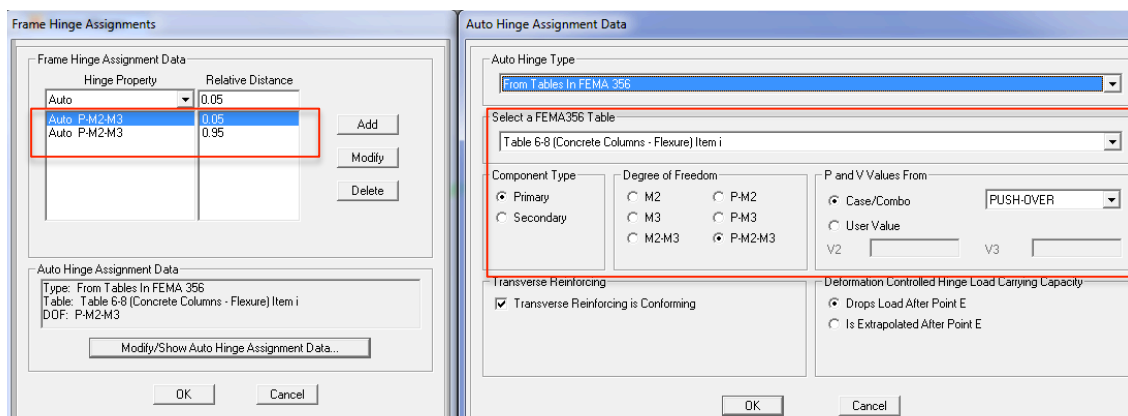


Figura 58 Definición de Rotulas Plásticas para vigas y columnas. SAP2000-ETABS

<sup>13</sup> Artículo FEMA-356, definición de rotulas plásticas tablas 6-7 , 6-8, y 6-9.-Anexo 6



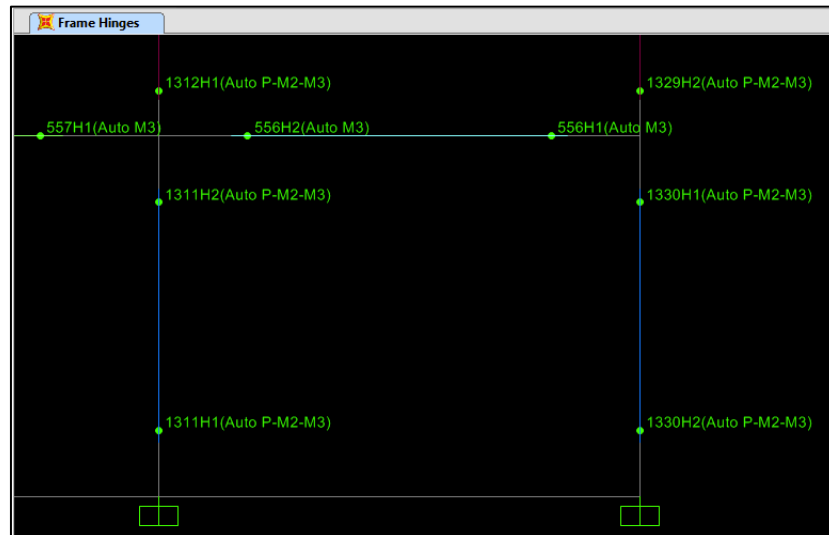


Figura 59 Asignación Rotulas plásticas pórtico edificio “La Viña”

Este tipo de rotulas están compuestas de un criterio de deformación plástica en 3 niveles, así como curvas de comportamiento momento-curvatura, y momento-rotación, tal como se muestra en la siguiente figura.

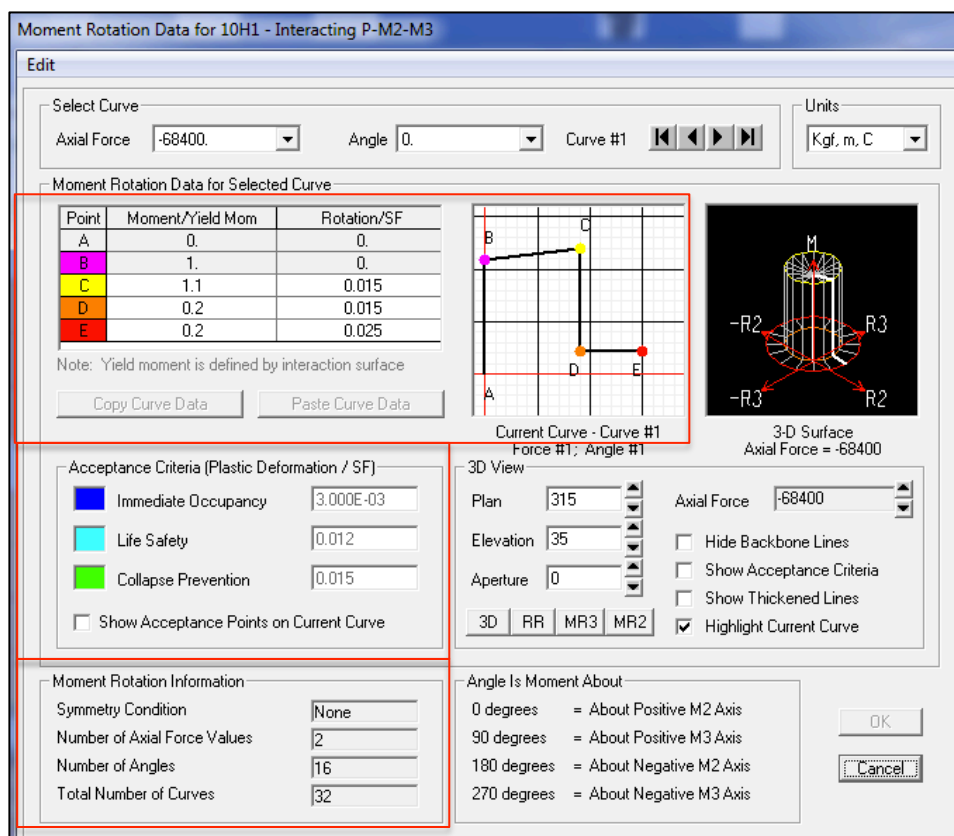


Figura 60 Características de una rotula plástica. SAP2000.

- Definidos los parámetros en los pasos anteriores se ejecuta el programa de cálculo estructural SAP2000 o ETABS, el cual automáticamente realiza el empuje incremental de fuerzas y obtiene la curva de capacidad luego de un análisis “PUSH-OVER” en función del primer modo de vibración en las direcciones X-Y tal como se muestra en la siguiente figura.

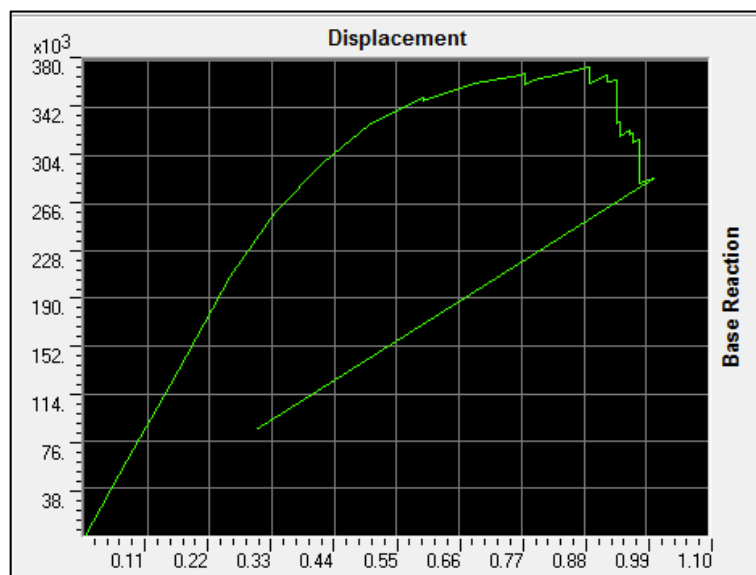


Figura 61 Curva de Capacidad genérica obtenida en SAP2000

## DESEMPEÑO

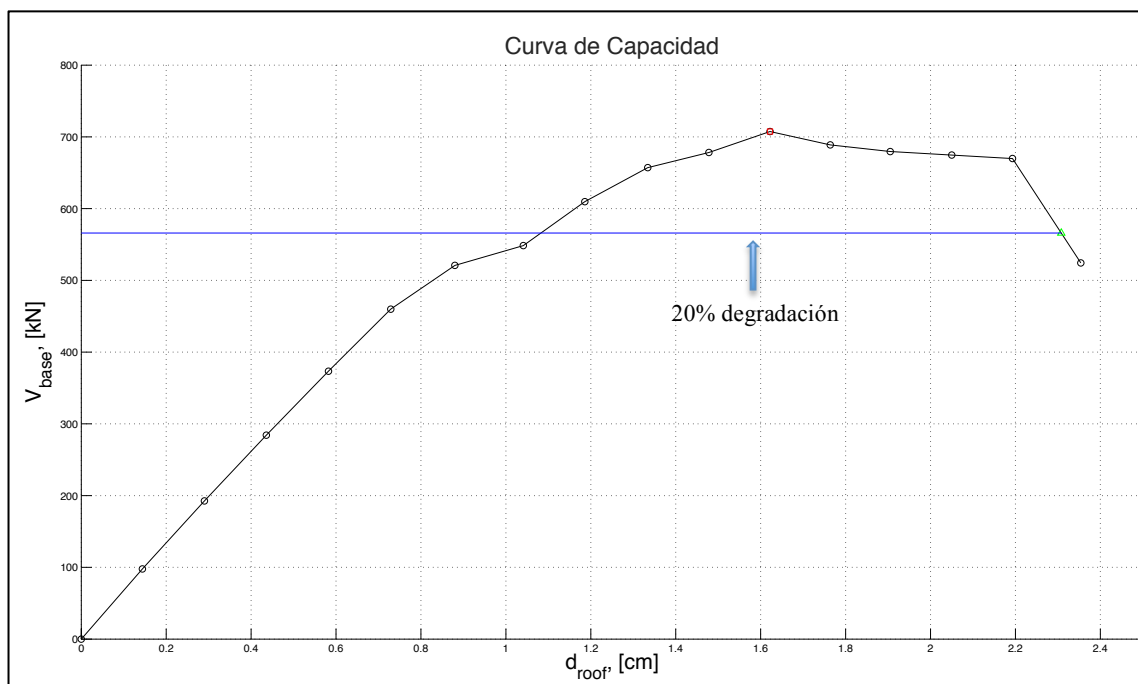
El desempeño de una estructura pretende evaluar cual es el comportamiento límite de los elementos estructurales de acuerdo a una demanda sísmica esperada. Para poder evaluar el desempeño, es necesario conocer su curva capacidad y definir que tipo de demanda actúa sobre la edificación.

En la actualidad, existen algunos métodos para relacionar las curvas de capacidad y las de demanda, y obtener el punto de desempeño o también llamado “*Performance Point*”. En este trabajo se aplicara el método “*P-A*” utilizado por la “*California Seismic Safety Commission*” en su publicación “*ATC-40*”<sup>14</sup>, el cual describe la siguiente metodología<sup>15</sup>. (Los resultados finales del análisis se presentan en el Capítulo V)

<sup>14</sup> ATC 40- Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Capitulo 8- Págs.- 8- 9 a 8- 24

<sup>15</sup> El método “*P-A*” se realizó mediante el uso de MATLAB tomando como base subrutinas realizadas por el Profesor Jorge Ávila.

1. Para este método es necesario haber definido con anterioridad las curvas de capacidad y de demanda respectivamente. Para el caso de estudio la demanda viene dada por el espectro de respuesta estimado por el Eurocódigo EC-08 para la zona de Lorca (véase Figura 46) y el espectro de demanda generado por el sismo de Lorca de 2011 en las direcciones X-Y (véase figuras 49-50).
2. Se consideran los valores de la curva de capacidad hasta que la fuerza lateral de resistencia del edificio se haya degradado un 20%. Este será el punto final de la curva, tal como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 62** Curva de capacidad genérica con una degradación máxima del 20%

3. Convertimos la curva de capacidad en espectro de capacidad utilizando el método “*Acceleration-Displacement Response Spectra*” (ADRS), el cual considera la curva de capacidad en función del desplazamiento espectral  $S_d$  vs la aceleración espectral  $S_a$ , utilizando las siguientes fórmulas.

$$PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (4.29)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.30)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.31)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (4.32)$$

Donde:

$PF_1$  Factor de participación modal para el primer modo natural en la dirección X o Y.

$\alpha_1$  coeficiente de masa modal para el primer modo natural en dirección X o Y.

$w_i / g$  masa asignada para cada nivel

$\phi_{i1}$  amplitud del modo desde el nivel 1 hasta el nivel i

N Número de niveles

V Cortante en la Base

W Peso total de la estructura considerando cargas permanentes y cargas de uso ecuación (3.1)

$\Delta_{roof}$  Desplazamiento de piso, esta relacionado con los puntos obtenidos en la curva de capacidad.

$S_a$  Aceleración Espectral

$S_d$  Desplazamiento espectral, esta relacionado con los puntos obtenidos en la curva de capacidad.

4. La aceleración y el desplazamiento espectral se relacionan con el periodo T por la siguiente expresión.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (4.33)$$

5. Es necesario convertir cada valor obtenido en la curva de capacidad en función del primer modo natural de vibración en las direcciones X-Y mediante las siguientes expresiones.

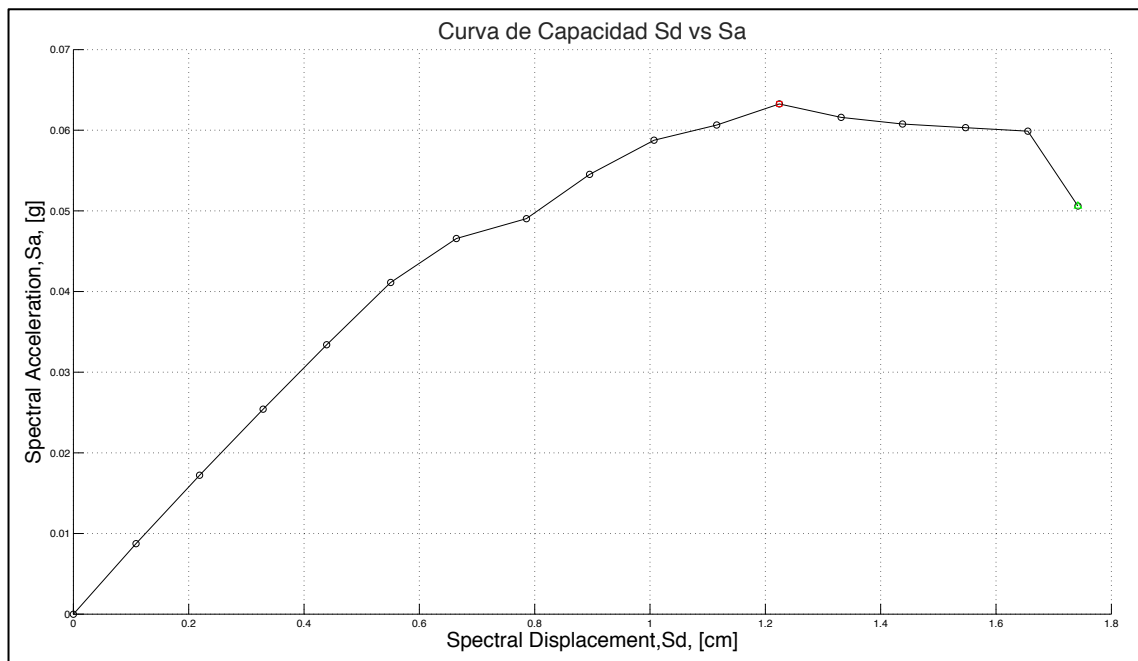
$$S_{ai} = \frac{V_i / W}{\alpha_1} \quad (4.34)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{(PF_1 \times \phi_{1roof})}$$

Y se pueden expresar en función de la velocidad espectral  $S_v$  con las siguientes expresiones

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad S_{dj} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (4.35)$$

6. Se obtiene la grafica del espectro de capacidad en coordenadas (ADRS)  $S_d$  vs  $S_a$ , tal como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 63** Curva de capacidad genérica en coordenadas espectrales  $S_d$  vs  $S_a$ .

7. Se obtiene una representación bilineal, de tal forma que el área bajo la curva de capacidad sea igual al área representada por la curva bilineal compuesta por dos líneas. Para lo cual utiliza las siguientes expresiones para determinar pendientes y puntos de intersección.

$$y = kx + b \quad (4.36)$$

Partimos de la ecuación general de la recta, donde la rigidez de la primera recta “ $k$ ” se obtiene a partir de una aproximación a la pendiente que tiene la curva de capacidad en su primer tramo, para el caso de estudio se busco el promedio de las pendientes obtenidas punto a punto con una variación de  $\pm 5\%$ , luego de este rango de variación la pendiente cambia de forma brusca.

Se toma como punto inicial de la curva bilineal a las coordenadas de origen (0,0) y como ultimo punto “ $Sd\_ult$ ” y “ $Sa\_ult$ ” a las coordenadas del ultimo punto considerado en la curva de capacidad.

El punto de intersección de las 2 rectas también llamado punto de fluencia “ $Sd\_yield$ ” y “ $Sa\_yield$ ”, es aquel donde se cumple la igualdad de las áreas bajo las curvas mencionadas con anterioridad. En la siguiente figura se tiene una representación bilineal de la curva de capacidad aplicando el método descrito.

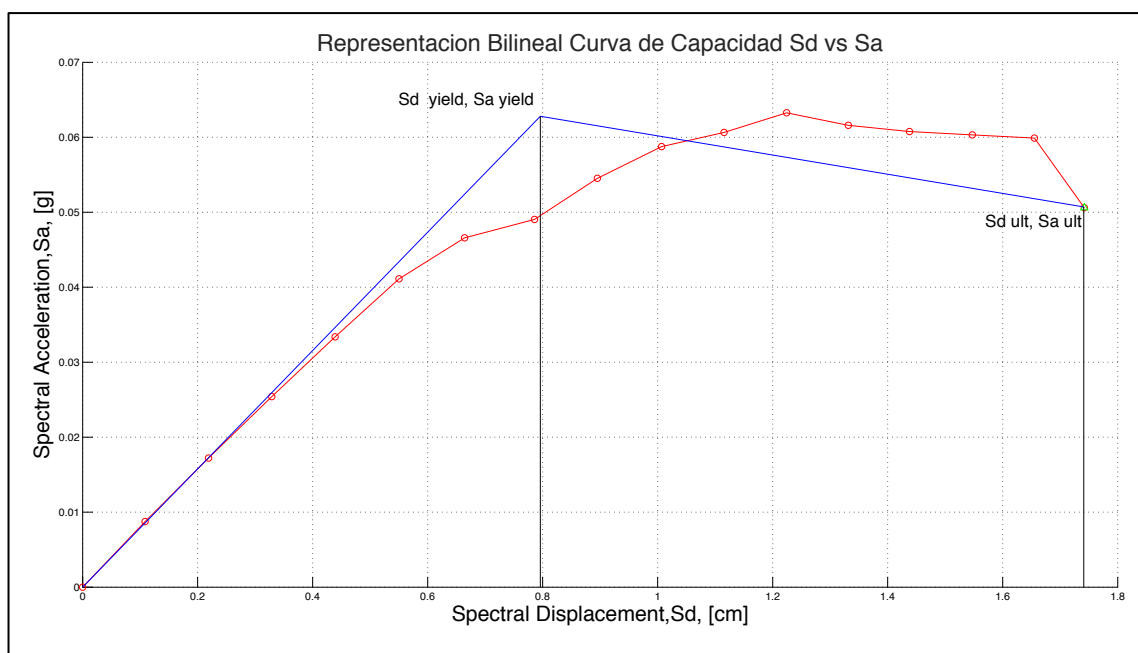


Figura 64 Representación Bilineal de la Curva de capacidad genérica en coordenadas Sa, Sd

## ESPECTRO DE RESPUESTA NCSE-02 Y EUROCODIGO EC-08

- Tomando en cuenta el espectro de respuesta para la ciudad de Lorca según el Eurocódigo EC-08 (véase figura 46), es necesario convertirlo a coordenadas espectrales (ADRS) Sd vs Sa aplicando la ecuación del paso 4. Con lo cual se obtiene la siguiente gráfica.



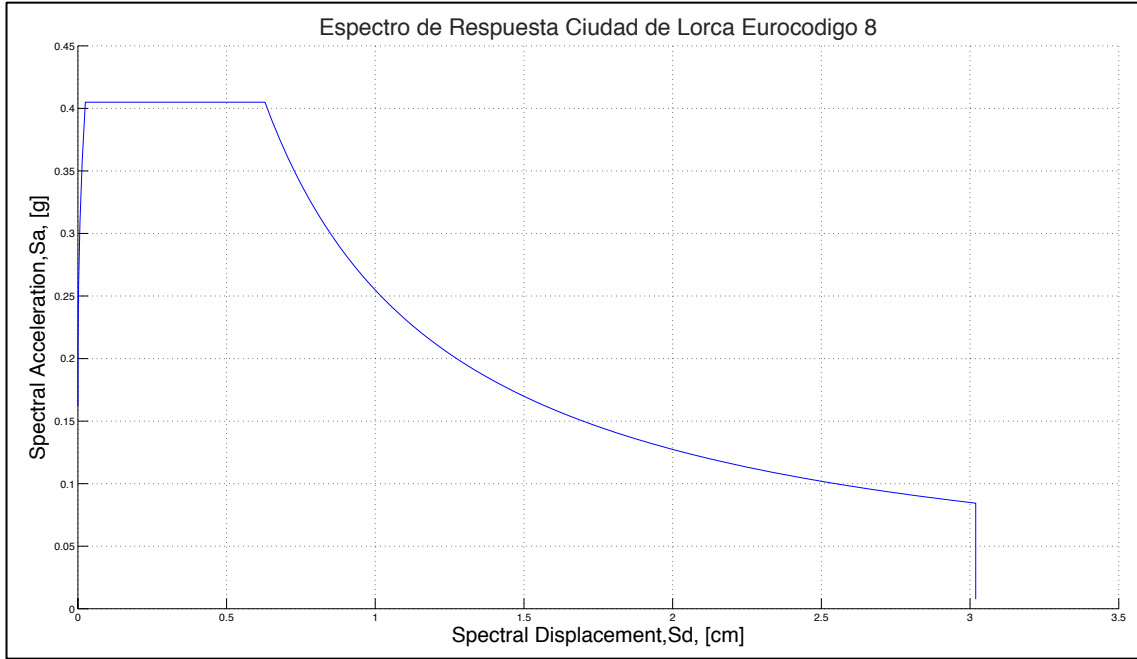


Figura 65 Espectro de Demanda para la Ciudad de Lorca según Eurocódigo EC-08.

9. Para encontrar el punto de desempeño “*Performance Point*”, es necesario reducir la demanda de acuerdo a distintos amortiguamientos efectivos y factores de reducción, en función de las siguientes expresiones.

$$B_o = \frac{2}{\pi} \frac{S_{a\_yielding} S_{d\_ult} - S_{d\_yielding} S_{a\_ult}}{S_{a\_ult} S_{d\_ult}} \quad (4.37)$$

donde

$B_o$  es el amortiguamiento histerético, el cual es producido por la fuerza del sismo en la estructura y se calcula en función de los puntos obtenidos en la curva bilineal.

$$B_{eq} = B_o + 5 = \frac{2}{\pi} \frac{S_{a\_yielding} S_{d\_ult} - S_{d\_yielding} S_{a\_ult}}{S_{a\_ult} S_{d\_ult}} + 5 \quad (4.38)$$

donde

$B_{eq}$  es el amortiguamiento equivalente, el cual esta en función del amortiguamiento histerético

$$B_{eff} = k B_o + 5 = \frac{2}{\pi} \frac{S_{a\_yielding} S_{d\_ult} - S_{d\_yielding} S_{a\_ult}}{S_{a\_ult} S_{d\_ult}} + 5 \quad (4.39)$$

donde

$B_{eff}$  es el amortiguamiento efectivo que se utiliza para calcular los coeficientes de reducción del espectro de demanda.

$k$  es un coeficiente que se calcula en función del comportamiento de la estructura, su ciclo de histéresis, su resistencia y de la duración de la vibración. Estos valores se clasifican de 3 tipos y están tabulados según la tabla 8.1 del ATC-40, tal como se indica en la siguiente figura.

<b>Table 8-1. Values for Damping Modification Factor, <math>\kappa</math></b>		
<b>Structural Behavior Type<sup>1</sup></b>	<b><math>\beta_o</math> (percent)</b>	<b><math>\kappa</math></b>
Type A <sup>2</sup>	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Any value	0.33

**Tabla 11** Factor  $k$ , coeficiente del amortiguamiento Efectivo  
Fuente: ATC-40-Capítulo 8.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(B_{eff})}{2.12} \quad (4.40)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(B_{eff})}{1.65} \quad (4.41)$$

donde

$SR_A$  es el coeficiente de reducción que se aplica al espectro de demanda hasta el periodo  $T_C$  de la figura 46

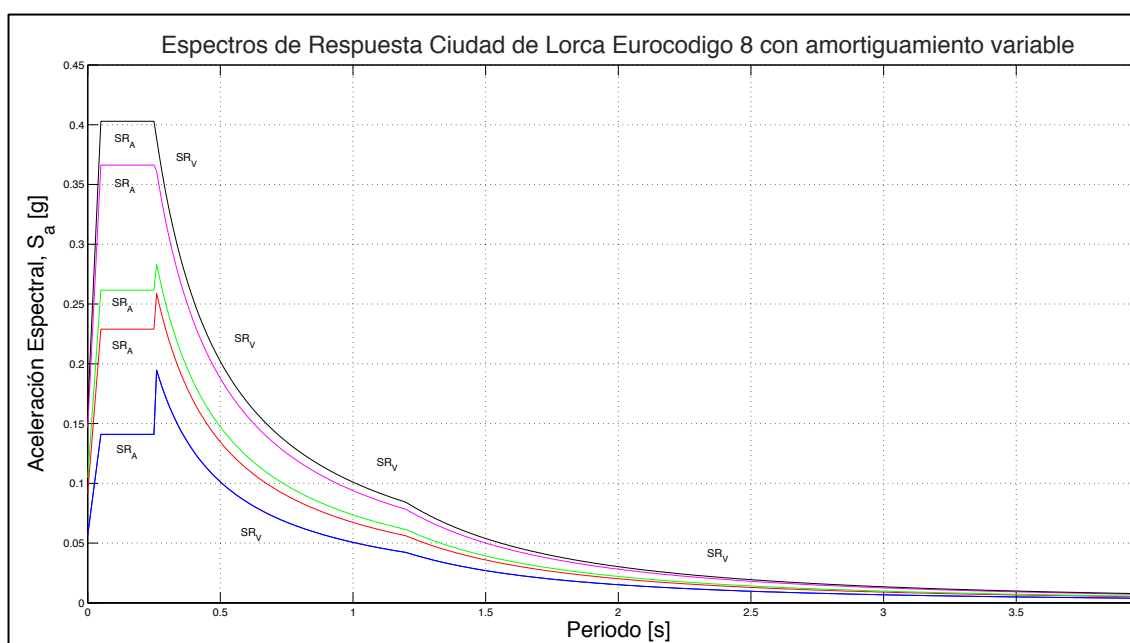
$SR_V$  es el coeficiente de reducción que se aplica al espectro de demanda luego del periodo  $T_C$  de la figura 46

De acuerdo al comportamiento de la estructura los coeficientes de reducción en cada caso no pueden ser menores a los tabulados en la tabla 8.2 del ATC-40, tal como se muestra en la siguiente tabla resumen.

<b>Table 8-2. Minimum Allowable <math>SR_A</math> and <math>SR_V</math> Values<sup>1</sup></b>		
<b>Structural Behavior Type<sup>2</sup></b>	<b><math>SR_A</math></b>	<b><math>SR_V</math></b>
Type A <sup>2</sup>	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

**Tabla 12** Factores de reducción del espectro de demanda según el comportamiento de la estructura  
Fuente: ATC-40- Capítulo 8

Para finalizar, se obtienen los espectros reducidos para los distintos amortiguamientos efectivos planteados y de acuerdo a los factores de reducción calculados. A continuación se muestra una figura con algunos de los espectros de demanda reducidos.



**Figura 67** Espectros de Demanda según el Eurocódigo EC-08 para amortiguamientos efectivos variables.

10. Es necesario convertir a formato ADRS cada espectro de demanda reducido para poder graficar de manera conjunta con el espectro de capacidad en coordenadas  $S_d$  vs  $S_a$ .
11. De acuerdo al método “P-A” del ATC-40, el punto de desempeño “Performance Point”, se encuentra donde el punto  $S_{d\_ult}$  y  $S_{a\_ult}$  de la curva bilineal tenga un punto de intersección con el espectro de demanda con un error máximo de  $\pm 5\%$ ; esto implica que es necesario calcular cuales son las posibles curvas bilineales que cumplirían esta especificación. A continuación se muestra

una gráfica de todas las posibles curvas bilineales que tendría la curva de capacidad calculada.

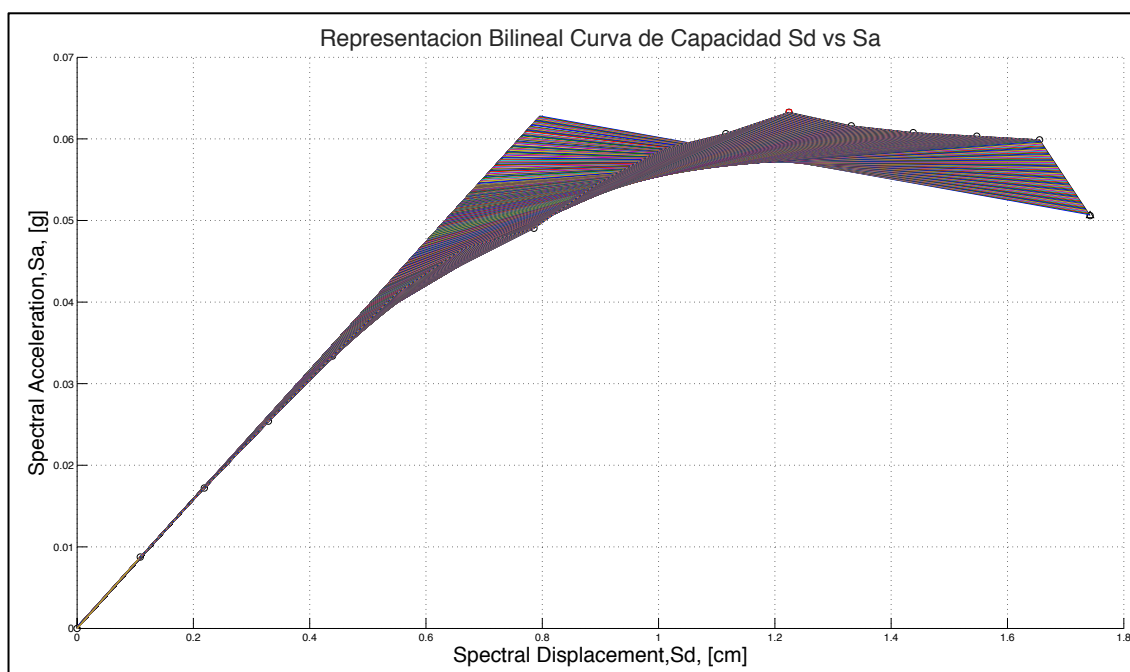


Figura 68 Familia de Curvas Bilineales genéricas obtenidas de la Curva de Capacidad.

12. Aplicando los pasos mencionados anteriormente y realizando un proceso iterativo, obtenemos el punto de desempeño “Performance Point” de la estructura respecto a una demanda especificada por el Eurocódigo EC-08 para la ciudad de Lorca, como se puede observar en la siguiente figura.

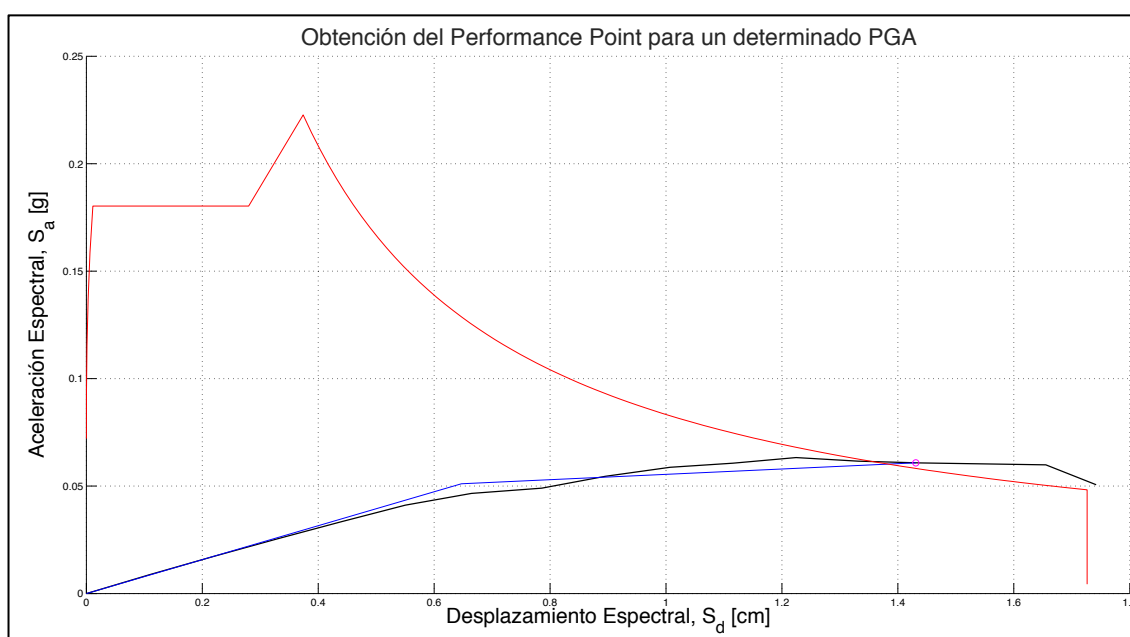
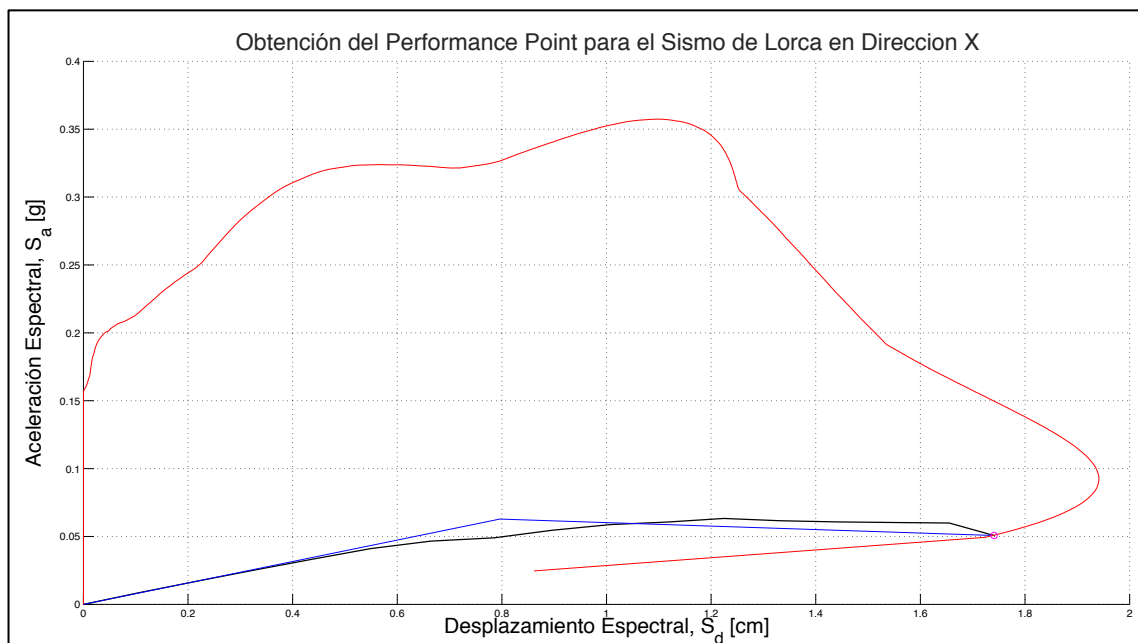


Figura 69 Punto de Desempeño genérico de una estructura para una demanda según el Eurocódigo EC-08

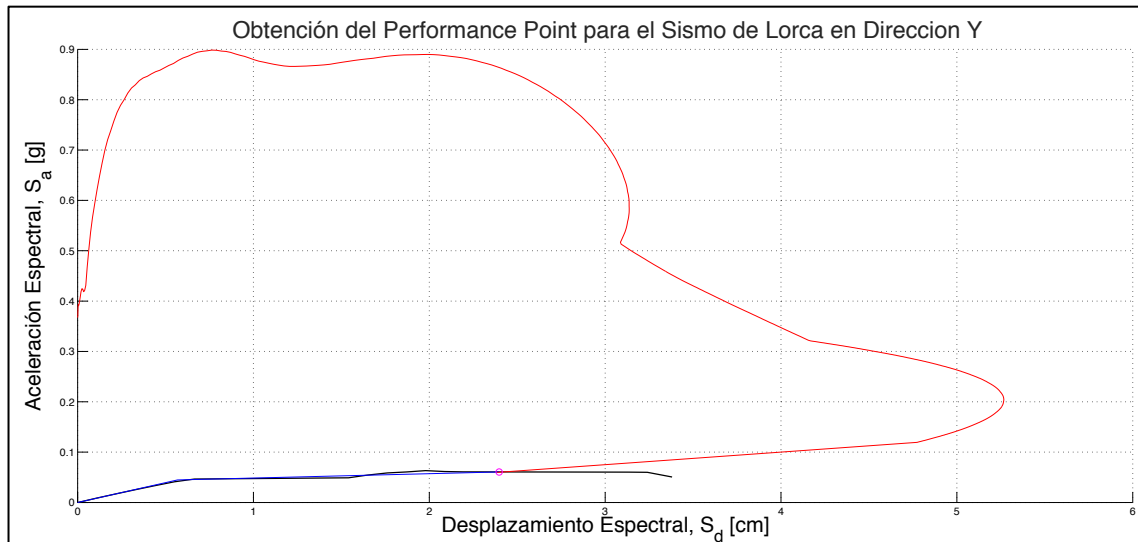
## ESPECTRO DE DEMANDA SISMO DE LORCA 2011

Para el caso de un espectro de demanda generado por un sismo, como es el caso de los espectros de demanda del sismo de Lorca de mayo del 2011 (véase figuras 49-50), el procedimiento para calcular el punto de desempeño “*Performance Point*”, es el siguiente. (Los resultados finales se muestran en el Capítulo V):

1. Se realiza el mismo procedimiento hasta el paso 10, donde el cálculo del coeficiente de amortiguamientos  $B_o$  es aplicado directamente al espectro de demanda y se obtienen los espectros reducidos de acuerdo a los amortiguamientos histeréticos considerados.
2. Se realiza la transformación de los espectros a formato ADRS.
3. Se obtienen las posibles curvas bilineales y se aplica el proceso iterativo hasta encontrar el objetivo buscado.
4. Este proceso se realiza para las direcciones X-Y respectivamente, como se puede observar en las figuras 70-71.



**Figura 70** Punto de Desempeño de una estructura genérica para el espectro de demanda del sismo de Lorca de mayo 2011 Dir.-X



**Figura 71** Punto de Desempeño de una estructura genérica para el espectro de demanda del sismo de Lorca de mayo 2011 Dir.-Y

## FRAGILIDAD

La vulnerabilidad estructural es una forma de evaluar cual es el nivel de daño pueden presentar el edificio luego de soportar un sismo de una determinada intensidad. Los parámetros que influyen en la respuesta dinámica de la estructura son casi imposibles de predecir y estimar con precisión, de los cuales se puede enumerar los algunos de ellos a continuación

- El tipo de terremoto que se presenta en la zona.
- El nivel de excitación de la estructura
- La resistencia de todos los materiales que componen la estructura, que nivel de degradación tienen luego de 30 años de construcción.
- La carga viva que esta presente durante el sismo de acuerdo a la hora de ocurrencia.
- La interacción entre elementos estructurales y no estructurales, el nivel de empotramiento que existe entre ellos.

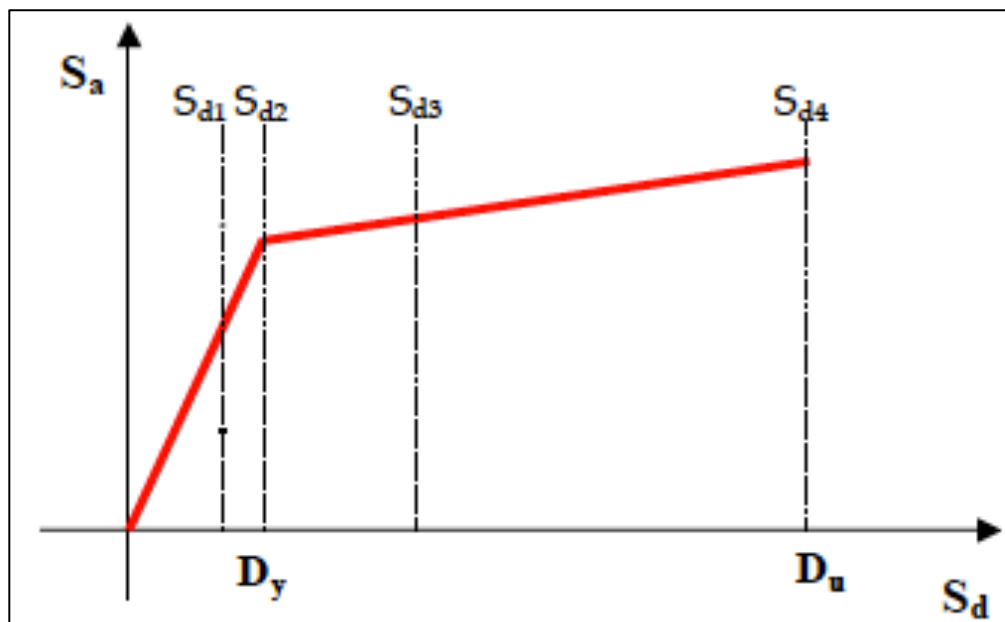
Debido al nivel de incertidumbre y la falta de precisión para poder definir factores de importantes durante la presencia de un terremoto, se desarrollan las funciones de vulnerabilidad o también llamadas curvas de fragilidad, las cuales representan la probabilidad de que su respuesta a la carga sísmica supere sus diferentes estados limite



de resistencia, los cuales se han definido en función de consideraciones físicas y socio-económicas. (Ramírez, R.)<sup>16</sup>.

El documento RISK-UE-WP04<sup>17</sup>, presenta el método “LM2” para el cálculo de curvas de fragilidad, el cual esta basado en la probabilidad de una estructura en diferentes estados de daño y sometida a una demanda sísmica específica. El método se realiza de acuerdo al siguiente proceso y los resultados obtenidos se muestran en el Capítulo V.

1. Es necesario obtener la curva de capacidad mediante un análisis PUSH-OVER de la estructura, convertirlo a coordenadas ADRS y obtener la curva bilineal de la misma, tal como se muestra en la figura 64.
2. Se define los puntos de fluencia  $S_{d\_yield}$ ,  $S_{a\_yield}$  y últimos  $S_{d\_ult}$ ,  $S_{a\_ult}$ . de la curva bilineal.
3. Se define los limites para la estimación de los niveles de daño como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 72** Determinación Estados de daño para cálculo de curvas de fragilidad  
Fuente: RISK-UE WP04

<sup>16</sup> Tesis: Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio de Estructura Mixta Hormigón y Mampostería no Reforzada. Capítulo 4- Págs. 63-83

<sup>17</sup> RISK-UE WP04 Handbook: Vulnerability of current buildings, table 3.8, pág. 62

donde

$D_y$  es el punto de fluencia donde la estructura pasa de un rango elástico al rango plástico.

$D_u$  es el último punto de la curva capacidad del edificio

$$\begin{aligned}\overline{Sd}_1 &= 0.7D_y && \text{Daño Leve (Slight)} \\ \overline{Sd}_2 &= D_y && \text{Daño Moderado (Moderate)} \\ \overline{Sd}_3 &= D_y + 0.25(D_u - D_y) && \text{Daño Severo (Extensive)} \\ \overline{Sd}_4 &= D_u && \text{Colapso (Complete)}\end{aligned}\quad (4.42)$$

4. Se calcula la probabilidad acumulativa de ocurrencia o de ser excedida (CP) en función del estado de daño “ $k$ ” y para cada nivel de  $S_d$

$$P(D \geq D_k) = 1 - P_\beta(k) \quad (4.43)$$

El cálculo del índice de daño de la probabilidad acumulativa de ocurrencia o ser excedida viene dada por la siguiente expresión

$$P[DI \geq DI_k] = 1 - \Phi\left[\frac{DI_k - DI_{av}}{\sigma_{DI}}\right] \quad (4.44)$$

donde

$$DI_k = 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.$$

$P_\beta(k)$  es una distribución beta, la cual se define de acuerdo a la tabla 3.81 del documento RISK-UE- WP04, como se muestra en la siguiente figura.

<b>Table 3.8.1 Beta Distribution</b>				
<b>Condition</b>	<b><math>S_{d1}</math></b>	<b><math>S_{d2}</math></b>	<b><math>S_{d3}</math></b>	<b><math>S_{d4}</math></b>
<b><math>P_\beta(1)=0.5</math></b>	0.500	0.119	0.012	0.00
<b><math>P_\beta(2)=0.5</math></b>	0.896	0.500	0.135	0.008
<b><math>P_\beta(3)=0.5</math></b>	0.992	0.866	0.500	0.104
<b><math>P_\beta(4)=0.5</math></b>	1.000	0.988	0.881	0.500

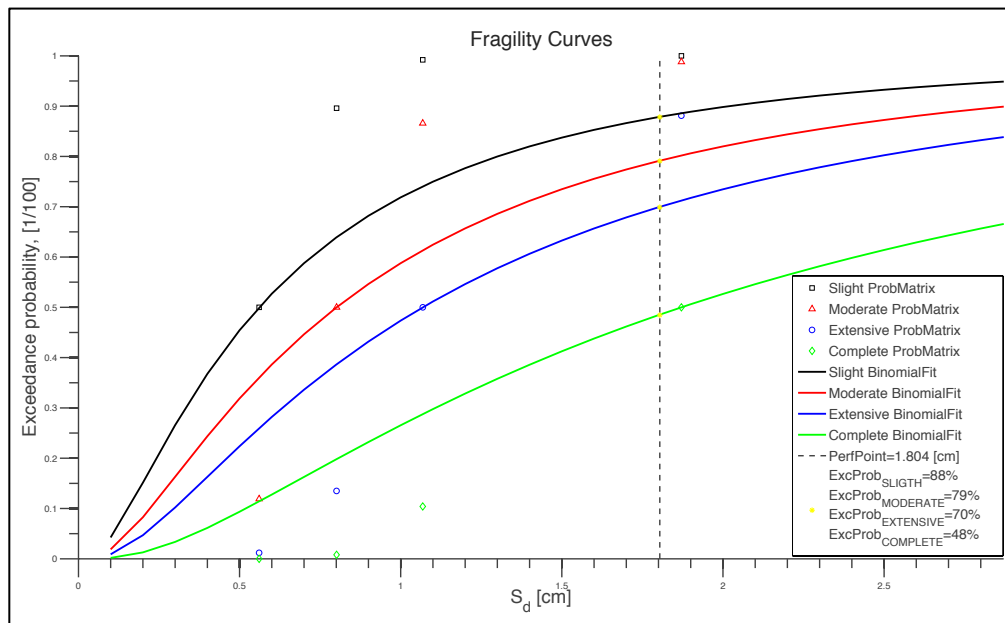
**Tabla 13** Distribución Beta para cálculo de curvas de fragilidad  
Fuente: RISK-UE WP04

- Realizar un análisis de regresión para  $S_d$  - CP por cada grado de daño, calcular valor medio del desplazamiento espectral ( $S_{d,ds}$ ) y la desviación estándar Lognormal ( $\beta_{ds}$ ).

Se puede calcular  $\beta_{ds}$  de forma directa en función de la última ductilidad  $u_u$ , de acuerdo a las siguientes expresiones

$$\begin{aligned}\beta_{S_{d1}} &= 0.25 + 0.07 \ln(u_u) & \beta_{S_{d2}} &= 0.20 + 0.18 \ln(u_u) \\ \beta_{S_{d3}} &= 0.10 + 0.40 \ln(u_u) & \beta_{S_{d4}} &= 0.15 + 0.50 \ln(u_u)\end{aligned}\quad (4.45)$$

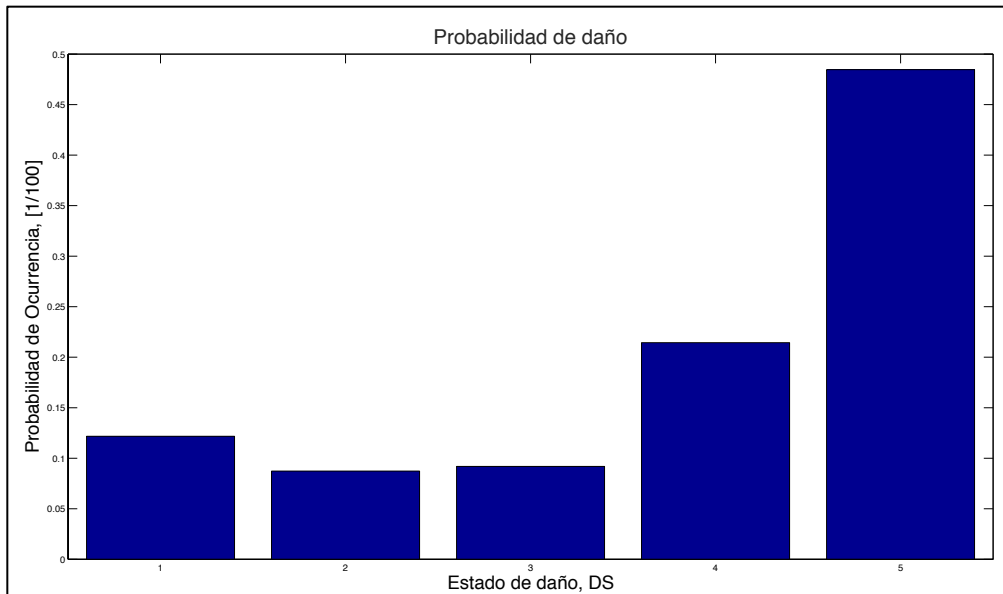
- Aplicando los pasos descritos con anterioridad se pueden obtener las curvas de fragilidad para la edificación, en función de su curva de capacidad y se traza una línea donde esta localizado el punto de desempeño “*Performance Point*” en la coordenada  $S_d$ , y así obtenemos los valores de la probabilidad de excedencia para cada nivel de daño considerado, tal como se muestra en las figuras 73-74.



**Figura 74** Curvas de fragilidad intersección con el punto de desempeño genérico “*Performance Point*”

Los grados de daño mostrados en el siguiente histograma se clasifican en 5 niveles,

- No daño
- Daño Leve
- Daño Moderado
- Daño Severo
- Colapso



**Figura 74** Histograma de Probabilidad de daño que presenta una estructura genérica.

7. Para finalizar se calcula el índice de daño en función de la siguiente ecuación

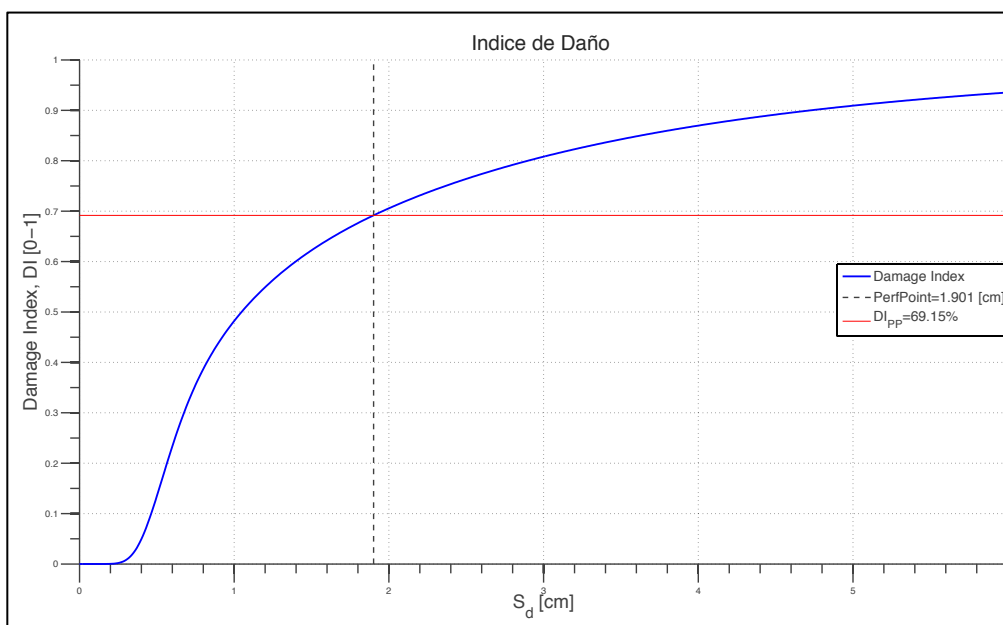
$$ID = \frac{1}{n} d_m = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n i \times P(ds_i) \quad (4.46)$$

Donde:

ID es el índice de daño

n es el número de estados de daño

$P(ds_i)$  es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño



**Figura 75** Índice de daño que presenta una estructura genérica.

## **CAPITULO V**

## RESULTADOS

En el presente capítulo, se realizará una presentación de los principales resultados obtenidos luego de realizar la modelación y los cálculos de los métodos aplicados en los capítulos anteriores para poder evaluar cual es el daño presente en el edificio de “La Viña” frente a una demanda sísmica especificada por la Normativa Española NCSE-02 y el Eurocódigo EC-08, y por la demanda sísmica producida por el terremoto de Lorca de mayo del 2011.





### ANÁLISIS CUALITATIVO DE COLUMNAS

Para realizar un análisis cualitativo del nivel de daño que tiene cada columna del edificio en cada planta, se asume una escala dependiendo del tipo daño, considerando como las fallas más desfavorables, las fisuras oblicuas a 45° en cabeza y fuste, de acuerdo a la siguiente tabla de valores.

TIPOS DE FALLA	GRADO
Fisuras Horizontales Cabeza	2
Fisuras Horiz o Long Fuste	2
Fisuras Longitudinales Base	2
Fisuras Oblicua o 45° Cabeza	3
Fisuras Oblicua o 45° Fuste	3
Desconchamiento Vertices	1

**Tabla 14** Tipos de Falla Columnas

De esta manera se analiza cada columna sumando las diferentes fallas que presenta según el cuadro del Anexo 2 y se obtiene un nivel de daño total de cada columna. Luego clasificamos las columnas en 4 grupos de acuerdo a los rangos de la Tabla 15 y para finalizar, graficamos el nivel de daño que tiene cada columna en cada planta.

NIVELES DE DAÑO		
REPARABLE	0 A 1	
MODERADO	2 A 3	
SEVERO	4 A 5	
CRITICO	6 A 10	

**Tabla 15** Nivel de Daño Columnas



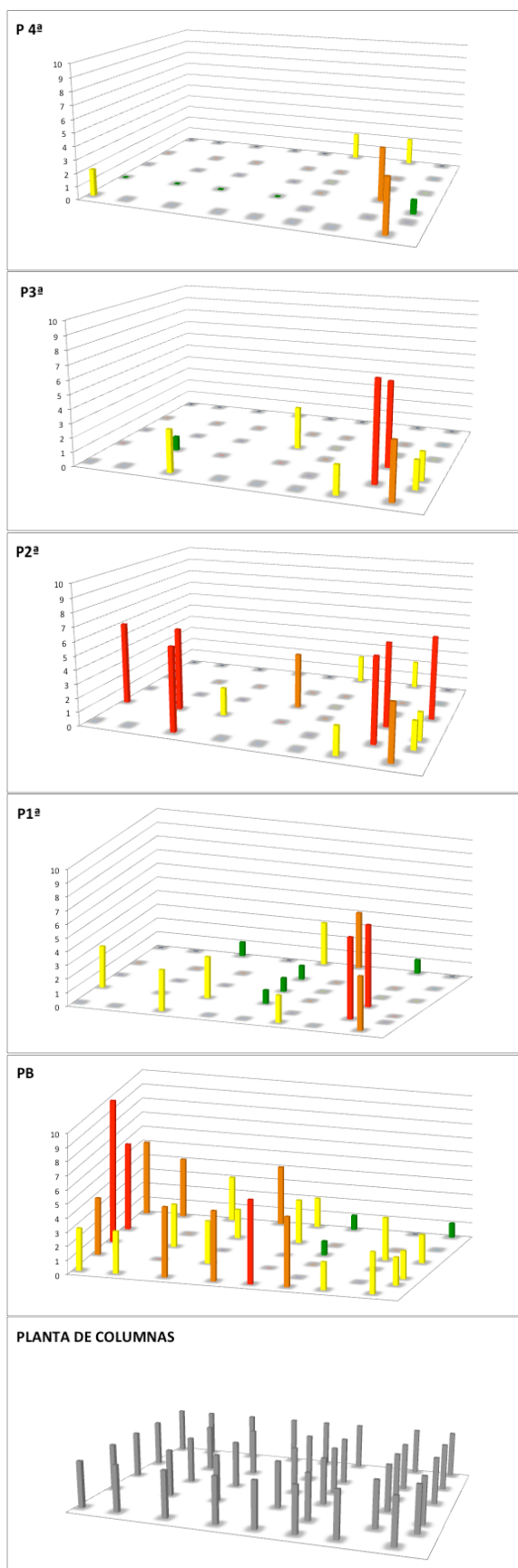


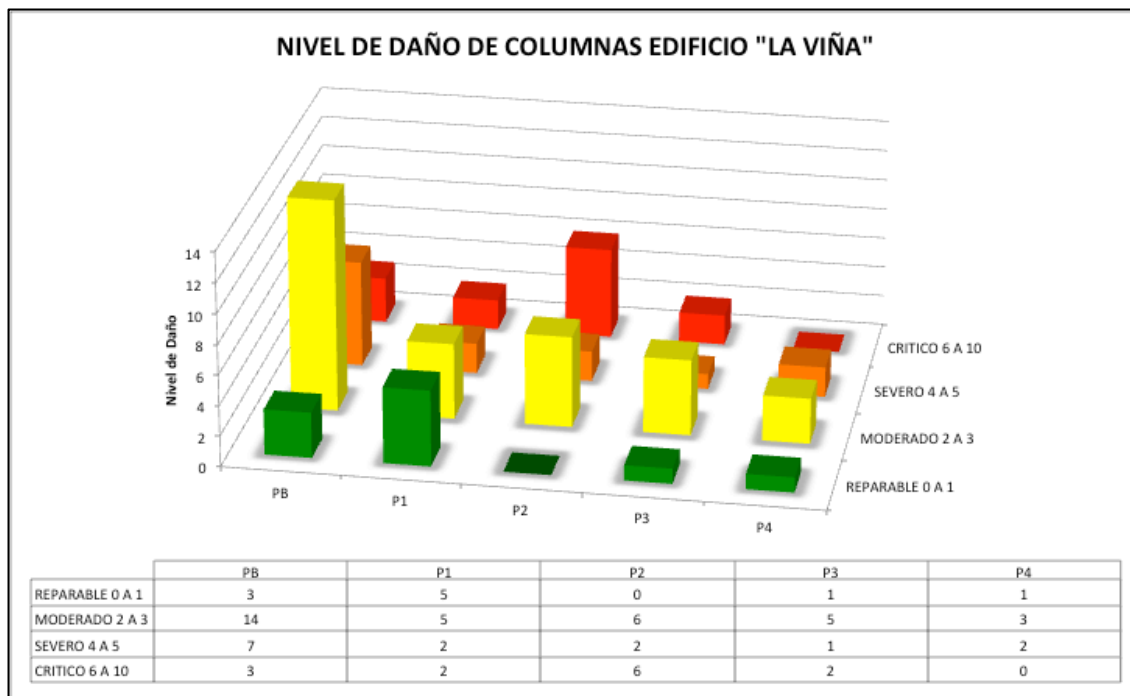
Figura 76 Nivel de Daño de columnas Edificio “La Viña”

En este grupo de figuras se puede observar que 20 de las 22 columnas de la Planta Baja (PB) que conforman los bordes perimetrales del edificio, están afectadas al menos por un tipo de falla, lo que supone una falla torsional y además que la columna 19 según la numeración de la figura 27, presenta 4 tipos de fallas de las 6 consideradas en el análisis, por lo que se presenta como la columna con mayor grado de daño.

El nivel de daño y el número de columnas afectadas disminuye en la Primera Planta (P1ª), pero en la Segunda Planta (P2ª), el grado de daño se incrementa considerablemente en algunas columnas, lo cual se puede atribuir a que no existe una sección de columnas uniforme por planta y esto perjudica de manera notable a las columnas más solicitadas. Para las plantas restantes el grado de daño en columnas disminuye y en la mayoría el daño es nulo.

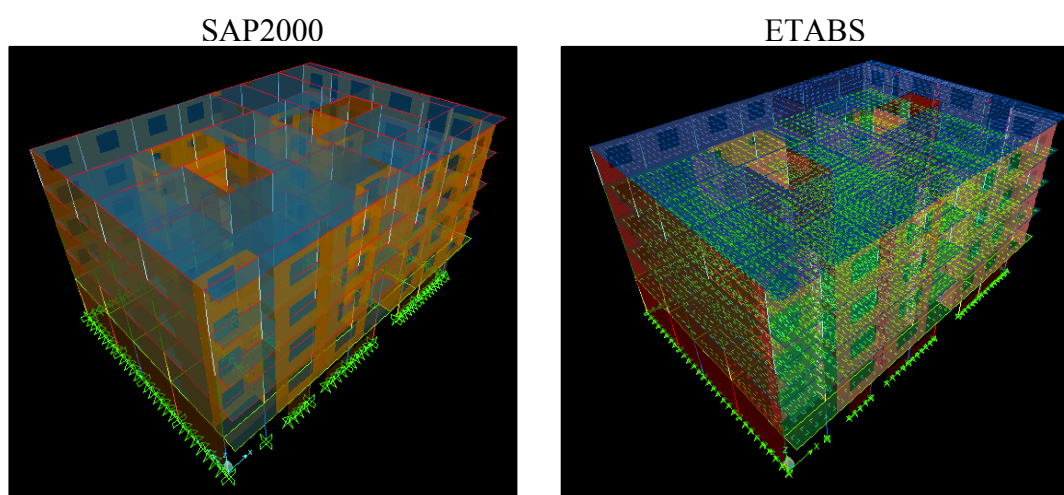
Mediante este gráfico se puede confirmar el criterio de alerta roja a la parte del edificio con acceso por la Calle Curtidores, ya que esa zona tiene un mayor número de columnas afectadas por el Terremoto de Lorca de mayo de 2011.

En la siguiente cuadro resumen, se puede observar que predomina un daño moderado de las columnas en cada planta y un daño severo - crítico en las Planta Baja (PB) y Planta Segunda (P2ª), lo cual debe ser considerado para una posible recuperación y reparación de la edificación.



**Figura 77** Cuadro Resumen del estado de daño de columnas en el Edificio “La Viña”

## MODELOS



**Figura 78** Modelos del Edificio de “La Viña” SAP2000 y ETABS

Luego de haber realizado los modelos de cálculo para el edificio de “La Viña” de acuerdo a lo expuesto en el Capítulo II en los programas SAP2000 y ETABS, se obtuvieron los siguientes resultados.

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

TABLE: Base Reactions SAP2000						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
DEAD	0,00	0,00	11313,13	94592,55	-148973,77	0,00
TERMINADOS	0,00	0,00	1630,46	13696,17	-21352,64	0,00
TECHO TERMINADOS	0,00	0,00	493,47	4145,20	-6462,46	0,00
MUROS SCM	0,00	0,00	751,82	6268,23	-8933,72	0,00
VIVA	0,00	0,00	1407,94	11826,94	-18438,47	0,00
ESCALERAS	0,00	0,00	725,61	5519,04	-9692,05	0,00
ESCALVIVA	0,00	0,00	181,40	1379,77	-2423,03	0,00
TOTAL	0,00	0,00	16503,82	137427,90	-216276,13	0,00

**Tabla 16** Resumen de cargas aplicadas en el modelo programa SAP2000

TABLE: Base Reactions ETABS						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
DEAD	0,00	0,00	11314,60	94604,77	-148993,30	-0,02
TERMINADOS	0,00	0,00	1630,46	13696,17	-21352,64	0,00
TECHOTERMINADOS	0,00	0,00	493,47	4145,20	-6462,46	0,00
MUROS5CM	0,00	0,00	751,82	6268,23	-8933,72	0,00
VIVA	0,00	0,00	1407,94	11826,94	-18438,46	0,00
ESCALERAS	0,00	0,00	725,61	5519,04	-9692,05	0,00
ESCALVIVA	0,00	0,00	181,40	1379,77	-2423,03	0,00
TOTAL	0,00	0,00	16505,30	137440,12	-216295,66	-0,03

**Tabla 17** Resumen de cargas aplicadas en el modelo programa ETABS

Luego de obtener el cálculo TOTAL de las cargas consideradas en los modelos, se puede observar que tienen una similitud aproximada en cuanto a sus valores en función de las fuerzas y los momentos resultantes en cada dirección.

A continuación, se muestra el cálculo de los modos naturales de vibración en cada programa<sup>18</sup>.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios SAP2000								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,51	0,2200	0,5200	0,00	0,22	0,52	0,00
Mode	2	0,49	0,6180	0,2590	0,00	0,84	0,78	0,00
Mode	3	0,38	0,0330	0,1200	0,00	0,87	0,90	0,00
Mode	4	0,29	0,0000	0,0003	0,00	0,87	0,90	0,00
Mode	5	0,23	0,0003	0,0000	0,00	0,87	0,90	0,00

**Tabla 18** Modos naturales de vibración Edificio “La Viña” -SAP2000

<sup>18</sup> La tabla completa de resultados de los modos naturales de vibración se encuentra en el Anexo 4.

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios ETABS</b>								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,50	0,10845	0,66899	0	0,10845	0,66899	0
Mode	2	0,46	0,74551	0,14701	0	0,85396	0,816	0
Mode	3	0,36	0,03931	0,1012	0	0,89327	0,9172	0
Mode	4	0,28	3E-06	7,8E-05	0	0,89327	0,91727	0
Mode	5	0,24	1E-06	0,00016	0	0,89327	0,91743	0

**Tabla 19** Modos naturales de vibración Edificio “La Viña” -ETABS

Como se puede observar los valores de los modos de vibración obtenidos, son similares en los dos programas de cálculo. Los 3 primeros modos movilizan la mayor cantidad de masa de todo el edificio, el primero en sentido Y, el segundo en sentido X y el tercero es un modo torsional. En los dos primeros modos se puede ver que existe un efecto de torsión, debido a que existe un porcentaje de participación de masa representativo en sentido opuesto a las direcciones ortogonales mencionadas.

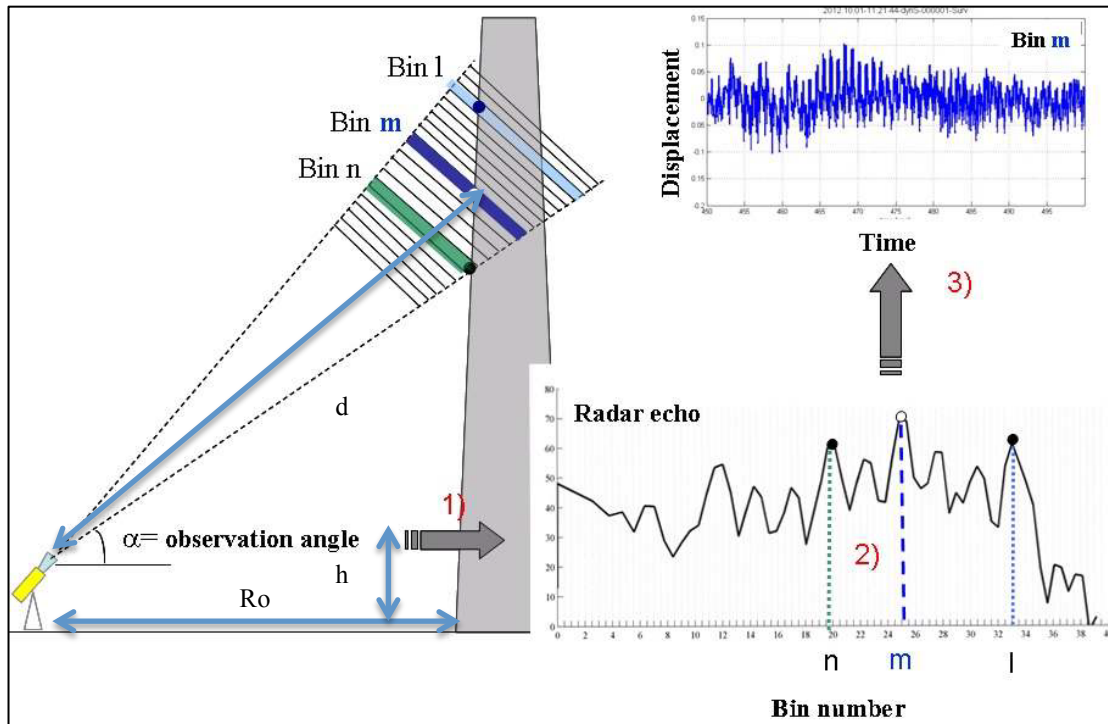
## ANÁLISIS MODAL MEDIANTE RADAR INTERFEROMÉTRICO

El 14 de septiembre de 2012, un equipo del Instituto de Geomática de la Universidad Politécnica de Cataluña, realizó una visita técnica a 3 edificaciones afectadas por el terremoto de Lorca de mayo de 2011, para realizar una campaña de medición de frecuencias de vibraciones únicamente bajo ruido ambiental utilizando un radar interferométrico tipo RAR (Real Aperture Radar)(Luzi, G.,2012)<sup>19</sup> de una forma remota.

Para realizar las mediciones se realiza en tres etapas como indica continuación:

1. Se coloca el radar frente a la estructura ha ser analizada y este recoge un perfil tomando las distancias de los diferentes puntos detectables “bin”,  
donde  
h es la altura a la q es encuentra colocado el radar sobre el trípode  
Ro es la distancia en horizontal al objetivo en estudio  
d es la distancia a la que se realiza el monitoreo  
 $\alpha$  es el ángulo de elevación.

<sup>19</sup> Proyecto NAGIAR-Memoria de Trabajo- Guido Luzi –págs. 2-11



**Figura 79** Sistema de medición Radar-RAR  
Fuente: Instituto de Geomática - UPC

2. Se seleccionan los “bins” utilizando la curva de la señal de ruido obtenida (Signal to Noise Ratio).
3. Se estima la condición de vibración del objetivo a partir de la fase del campo electromagnético encontrado para cada uno de los “bin” localizados en el edificio. Cabe mencionar que esta técnica de medición puede estimar vibraciones de distancia solo a lo largo de la línea de visión.

*El equipo del radar RAR, esta compuesto de un transmisor llamado “Continuous Wave Step Frequency (CWSF)”, el cual transmite ondas con diferentes valores de frecuencias, tomando muestras de un ancho de banda con intervalos de frecuencia constante. (Luzi, G., 2012)*





**Figura 80** Radar utilizado durante la visita técnica Sep-2012  
Fuente: Luis Pujades - Ramón González Drigo

Además, esta compuesto de dos antenas transmisoras y receptoras, un sensor, un PC de control, un trípode y un cable para suministro de energía, Tal como se muestra en la figura 80. En la siguiente tabla se resume las principales especificaciones técnicas que tiene el radar utilizado en estas mediciones.

Características Radar tipo IBIS-S	
Parámetro	Valor
Frecuencia	17.2 GHz (Ku band)
Alcance máx. (a 40 Hz de frecuencia de muestreo)	500 m
Resolución máxima en distancia	0.5 m
Ancho de banda de radiofrecuencia	300 MHz
Sensibilidad (nominal)	0.01 mm
Frecuencia máxima de muestreo	200 Hz

Tabla 20 Especificaciones radar interferométrico RAR  
Fuente: Instituto de Geomática - UPC

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

En el edificio de “La Viña”, se realizaron 3 mediciones con radar utilizando las siguientes especificaciones.

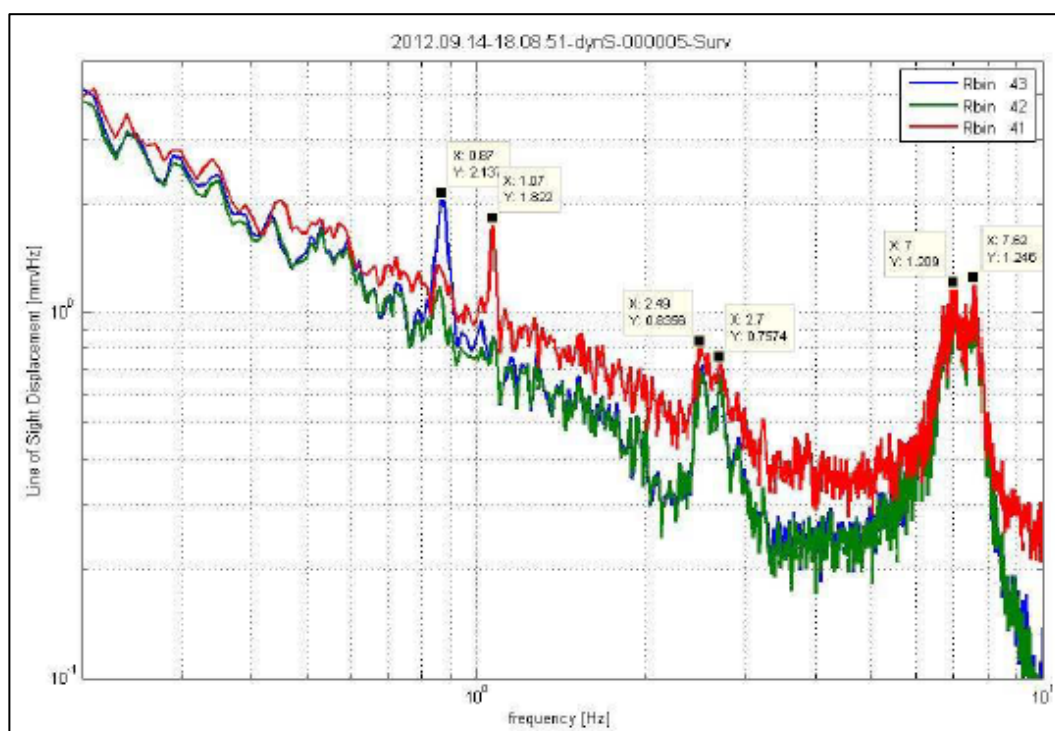
- Tiempo de análisis de desplazamientos de la fachada = 2150 s.
- Frecuencia de Muestreo 149.18 Hz
- Potencia de densidad espectral banda de 0.1 a 10 Hz, obtenida con el método Welch con un muestreo de 100s.
- Pendiente de 70 % y ventana Hanning.

Se obtuvieron los resultados mostrados en la Tabla 21 y las curvas de la figura 81.

	Ángulo (°)	h(m)	R <sub>0</sub> (m)	d(m)	Duración	Observaciones
Medición 6	41	1.44	15.74	19.1		Golpe simultáneo al RAR (220 s) y al Tromino (18-10-57). Disturbio a 35700. Bus+camión a 895 s y camión a 1022 s.
Medición 7	36			18.99	36m25s	Inicio del Tromino a 13s.
Medición 8						Referencia

**Tabla 21** Resumen de mediciones realizadas del edificio “La Viña”

Fuente: Instituto de Geomática – UPC



**Figura 81** Mediciones realizadas edificio “La Viña”. Frecuencia vs Distancia

Fuente: Instituto de Geomática – UPC



Las conclusiones finales luego de realizar las mediciones fueron las siguientes:

- *Espectros bastante ruidosos, se recomienda un buen filtraje para mejorar los resultados.*
- *El ensayo con golpe al RAR confirma que la frecuencia natural del sistema RAR-trípode es de 6 a 7 Hz.*
- *Las únicas frecuencias comunes fueron las de 2.49 Hz. y 2.7 Hz. (Luzi, G., 2012)*
- *Se han podido identificar cuatro frecuencias propias de la estructura: 2.47Hz, 2,78 Hz, 3.97 Hz y 4.56 Hz. Los 3 primeros modos parecen ser una torsión con respecto a los puntos de medida. (Caselles, J.O., 2012).*

Tomando como base los resultados obtenidos en las mediciones en campo se obtiene la siguiente tabla resumen

<b>ANÁLISIS MODAL MEDICIONES RADAR (RAR)</b>			
Luzi. G.		Caselles J. O.	
Periodos	Frecuencias	Periodos	Frecuencias
s	Hz.	s	Hz.
0,40	2,49	0,40	2,47
0,37	2,70	0,36	2,78

**Tabla 22** Tabla Resumen Análisis Modal “La Viña” ensayo de radar (RAR)

Realizando una comparación entre los periodos obtenidos en las tablas 18-19, en los modelos del edificio de “La Viña” de los programas SAP2000 - ETABS, y los periodos obtenidos mediante las mediciones con radar-RAR tienen una diferencia considerable, esto se puede atribuir a los distintos factores que existen en la realidad y que no están considerados en el modelo estructural, como son los siguientes:

- El edificio se encuentra adosado a otras edificaciones, lo cual incrementa su rigidez y disminuyen su periodo, en el caso de los modelos el edificio puede moverse libremente y se puede observar el efecto de torsión en sus primeros modos naturales de vibración.

- El edificio luego del terremoto de mayo del 2011, se encuentra prácticamente deshabitado lo que produce que su carga viva disminuya considerablemente, en el caso de los modelos a pesar de que solo se considera un 40% de la participación de las cargas vivas, es un factor que debería ser tomado en cuenta al momento de realizar el análisis modal.
- La resistencia considerada del hormigón en los modelos es de  $1.86 \text{ kN/cm}^2$ , y se desconoce si todos los elementos estructurales del edificio tienen este nivel de degradación ya que la resistencia original era de  $3.43 \text{ kN/cm}^2$ , lo cual influye de manera directa en la rigidez y los periodos calculados.
- Durante las mediciones de radar existía demasiado ruido y no se pudo obtener mejores resultados, lo cual puede influir en los modos de vibración de la estructura.
- Las incertidumbres epistémicas de todos los factores que influyen en el comportamiento del edificio en la realidad y no pueden ser representadas en un modelo estructural.

## **DEMANDA SÍSMICA**

La demanda fue definida en el Capítulo IV y se clasifican en dos tipos:

La primera es el espectro de demanda especificado por el Eurocódigo EC-08, tomando como referencia la sismicidad existente en la zona de Murcia-Lorca en el normativa sísmica española NCSE-02 y se lo representa en la figura 46.

El otro tipo de demanda sísmica, es la producida por el sismo de Lorca de 2011 en las direcciones X-Y, y se obtuvieron sus espectros de demanda aplicando el método de evaluación de respuestas dinámicas basada en la interpolación lineal de “*piecewise*”. Lo cual se representa en las figuras 49-50.

## **CAPACIDAD**

Las curvas de capacidad del edificio de “La Viña” en las direcciones X-Y, se obtuvieron del modelo de cálculo en el programa SAP2000 aplicando el procedimiento descrito en el Capítulo IV, y se representan en las figuras 82-83<sup>20</sup>

---

<sup>20</sup> Los valores obtenidos de desplazamiento y fuerza cortante se encuentran en el Anexo 7.

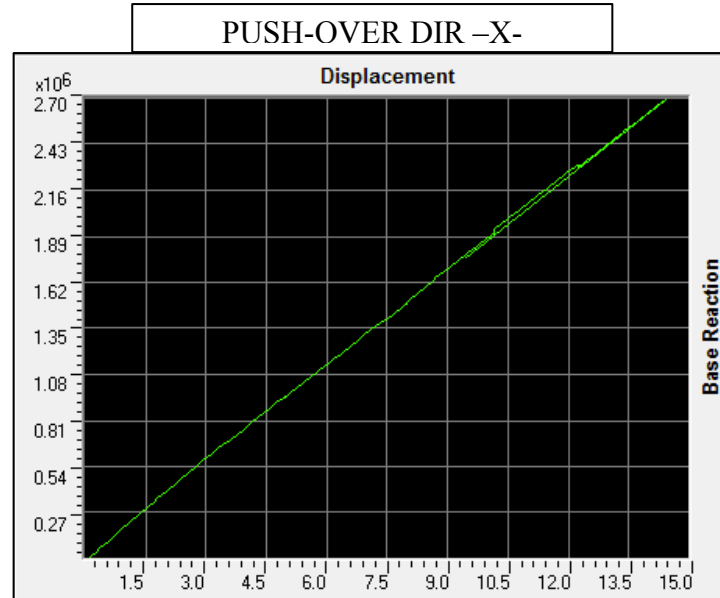


Figura 82 Curva de Capacidad dirección X [Kgf-cm]

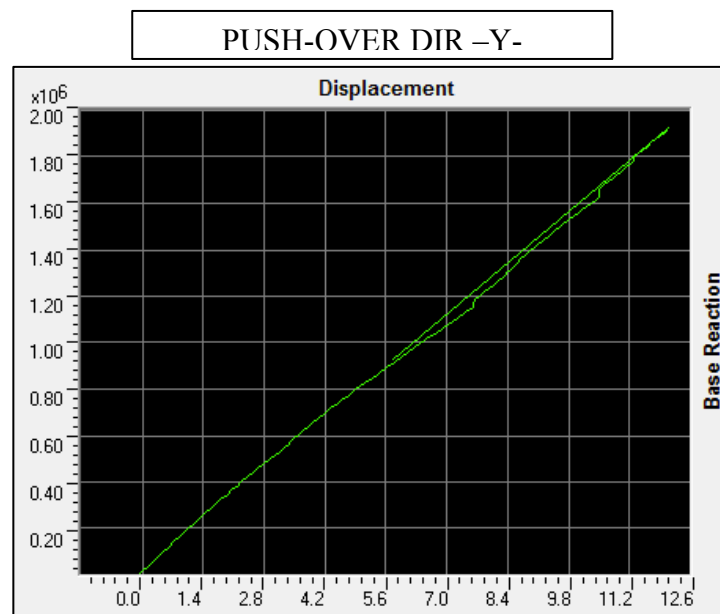


Figura 83 Curva de Capacidad dirección Y [Kgf-cm]

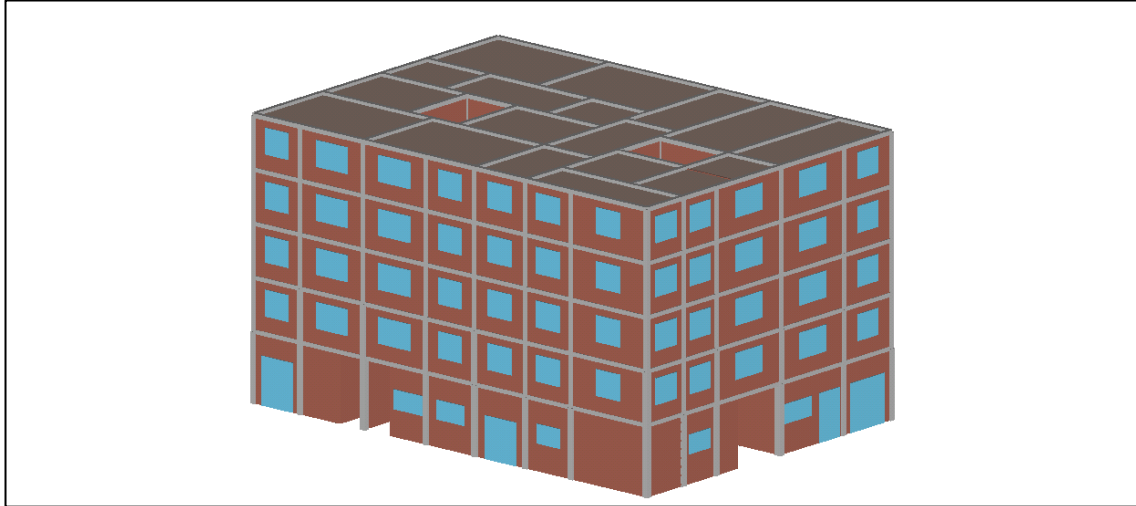
Las figuras anteriores demuestran que el edificio presenta un tipo de falla frágil durante el ensayo de empuje incremental “*PUSH-OVER*”, este efecto puede atribuirse a distintos factores que influyen en el cálculo, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- El refuerzo transversal en columnas tienen una separación constante de 25 cm., lo cual produce un débil confinamiento en la zonas críticas de unión viga-columna y no cumple normativas sísmicas actuales así como normativas de diseño de hormigón a cortante de acuerdo al Capítulo II del código ACI-318.

- Al tener un bajo confinamiento en vigas y columnas, la estructura no tiene resistencia a afectos de torsión que puedan ser producidos por una carga sísmica.
- Los peraltes en las vigas son muy cortos y no cumplen con lo estipulado en el Capítulo 8 del código ACI-318
- El hormigón estructural utilizado en el modelo es de  $1,86 \text{ kN/cm}^2$ , no cumple con las especificaciones mínimas de diseño de acuerdo a las normativas especificadas en el Capítulo 8 del código ACI-318.
- El acero de refuerzo a tracción en las vigas, no cumplen con el acero mínimo que debe emplearse de acuerdo al código ACI-318 en su Capítulo 11.
- Las secciones en columnas es variable durante las 4 primeras plantas, lo que puede producir una mala distribución de fuerzas en la estructura durante el ensayo de empuje incremental “*PUSH-OVER*”.
- Los programas SAP2000 y ETABS consideran a los muros no-estructurales como muros colaborantes en la estructura, lo que produce un incremento de rigidez en la estructura e influye en el resultado del ensayo de empuje incremental “*PUSH-OVER*”.
- Los tipos de rotulas plásticas asignadas por los programas SAP2000 y ETABS son generadas en función de los códigos y normativas de diseño de hormigón actuales, lo cual influye directamente en el cálculo del empuje incremental “*PUSH-OVER*”, mostrando como resultado final una falla frágil en la estructura.

Luego de obtener estos resultados en el programa SAP2000, se decidió modelar el edificio en el programa de cálculo estructural 3MURI, ya que presenta un modulo de estudio en el que se puede controlar de mejor manera los parámetros estructurales y considera los muros de mampostería como elementos no-estructurales, lo cual nos permite obtener un mejor resultado al momento de realizar un ensayo de empuje incremental “*PUSH-OVER*” en una estructura mixta de Hormigón Armado y muros de mampostería de ladrillo hueco.

El programa funciona de forma similar a los programas SAP2000 y ETABS, pero tiene una interfaz grafica y métodos mas simplificados para obtener un modelo estructural, como se muestra en la siguiente figura.

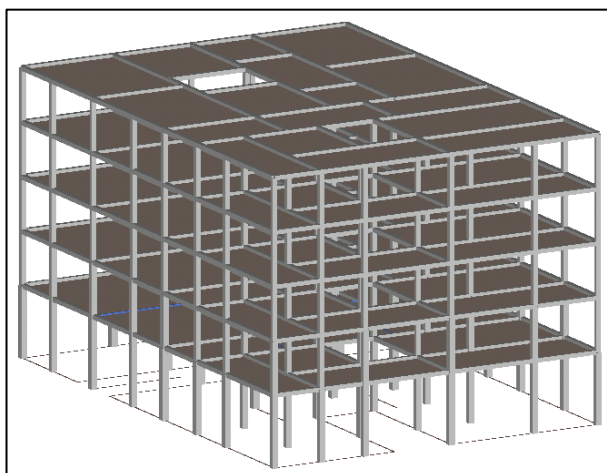


**Figura 84** Modelo Estructural Edificio “La Viña” /3MURI

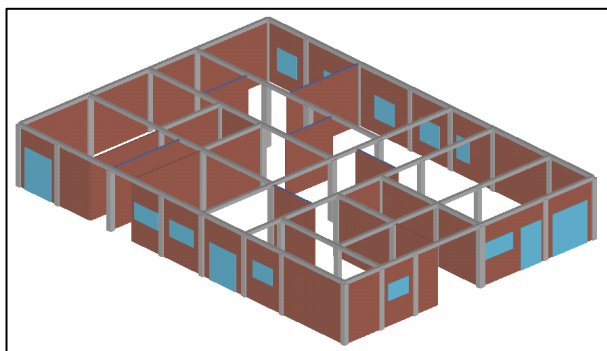
El modelo se realizó utilizando la información descrita en el Capítulo III siguiendo el siguiente proceso:

- Se definen los tipos de material de acuerdo a la Tabla 5.
- Se definen las secciones de columnas con sus respectivos refuerzos longitudinales y transversales de acuerdo a la tabla 6 y los planos del Anexo 3.
- Se definen las secciones de vigas equivalentes con sus respectivos refuerzos longitudinales y transversales de acuerdo a la tabla 7 y la figura 38.
- Se define la sección de losa alivianada unidireccional con bloques de mortero tal como se muestra en las figuras 40-41.
- Se definen las secciones de muros de 15 y 10 cm. de espesor. Se coloca la mampostería de acuerdo a los planos mostrados en las figuras 22-23.
- Se colocan las cargas de escalera de acuerdo a lo estipulado en la tabla 9.
- Se considera la combinación de cargas totales de acuerdo a lo estipulado en la formula (3.1)

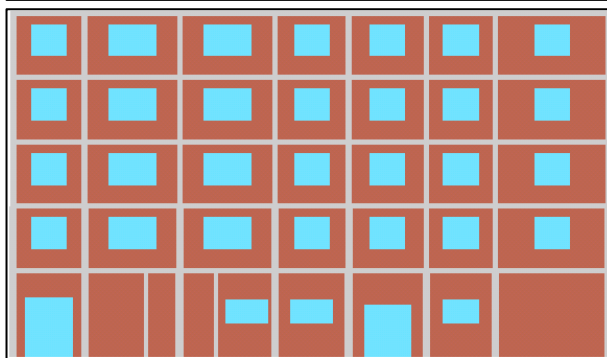
A continuación se muestra una secuencia constructiva del modelo en dos y 3 dimensiones.



Detalle de vigas, columnas, losas de entrepiso y losa de terraza. Definición de huecos de escalera y entradas principales al edificio



Detalle de colocación de muros de mampostería de ladrillo, además de la ubicación de aperturas de puertas y ventanas.



Detalle de un pórtico en sentido X de la edificación con todos los elementos estructurales y no-estructurales definidos.

**Figura 85** Secuencia constructiva del modelo estructural Edificio “La Viña”. 3MURI

Los resultados obtenidos fueron los siguientes<sup>21</sup>.

Mode	T[s]	mx[kg]	Mx[%]	my[kg]	My[%]	mz[kg]	Mz[%]
1	0,50188	462.800	27,61	615.460	36,71	2	0,00
2	0,48537	959.923	57,26	402.156	23,99	13	0,00
3	0,39277	18.118	1,08	425.003	25,35	6	0,00
4	0,17888	46.210	2,76	94.020	5,61	0	0,00
5	0,17152	140.624	8,39	41.171	2,46	17	0,00

**Tabla 23** Resultados análisis modal del modelo estructural en 3MURI

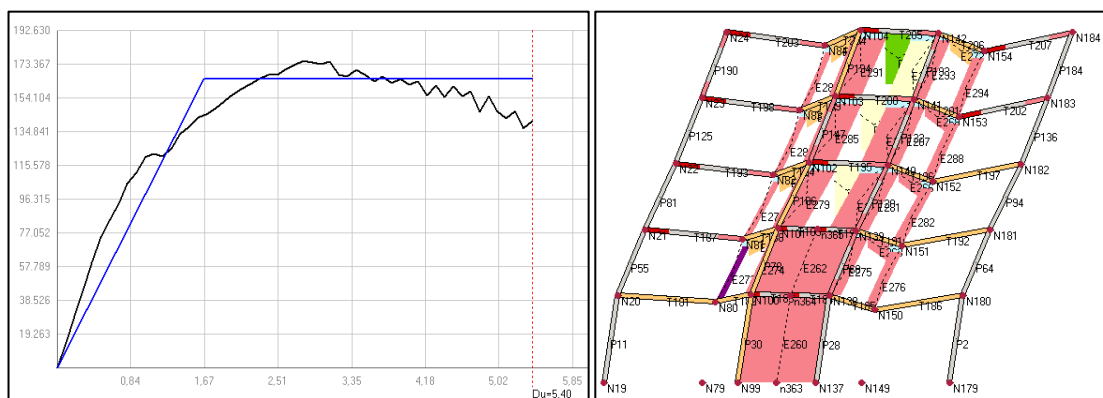
<sup>21</sup> El modelo y los resultados obtenidos se realizaron de manera conjunta con el profesor Ramón González Drigo y la tabla completa del análisis modal se encuentra en el Anexo 4.

## Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)

En la figura anterior se puede observar que los resultados del análisis modal comparados con los resultados obtenidos de los programas SAP2000 y ETABS en las tablas 18 y 19 son similares entre si en cuanto al valor de sus periodos, por lo que se puede acotar que es una buena aproximación del modelo estructural entre los 3 programas utilizados.

Sin embargo, el programa 3MURI obtiene que el primer modo fundamental es torsional, lo que difiere de los modelos obtenidos en SAP2000 y ETABS. Durante la modelación, se pudo observar que los modos al tener valores muy cercanos entre sí, son sensibles ante cualquier cambio en las propiedades de materiales, espesores de muros y la colocación de aperturas en la mampostería, lo cual puede influir en la dirección y el orden de cada modo de vibración.

Este modo torsional coincide con el resultado obtenido en el ensayo de radar interferométrico (RAR) y se deduce que la causa principal es a la mala distribución de columnas que tiene la edificación en cada planta y la falta de confinamiento en todos elementos estructurales, como se puede observar en la figura 76.





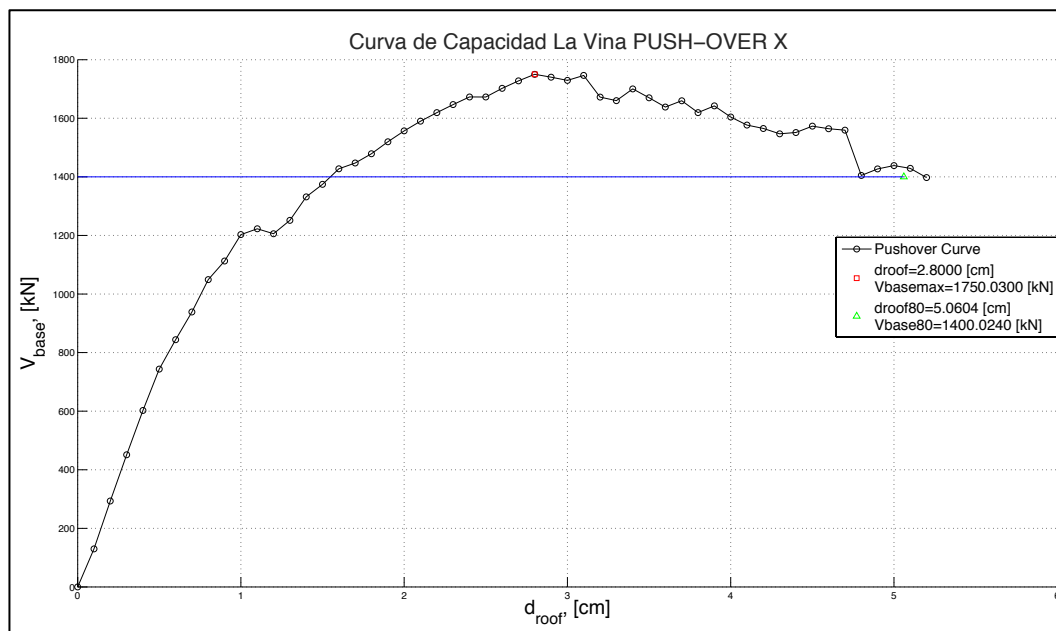
En la figuras 86-87 se puede observar los resultados del ensayo de empuje incremental “PUSH-OVER” en las direcciones X-Y, las cuales muestran la deformación que ha sufrido el modelo estructural hasta llegar al colapso. Además nos muestra el desplazamiento del nodo de control (N-184) en uno de los pórticos de la estructura en la dirección del empuje<sup>22</sup>.

## DESEMPEÑO

Tomando como base los resultados del análisis modal y las curvas de capacidad en las direcciones X-Y del modelo estructural del programa 3Muri, se aplica el método “P-A” descrito en el ATC-40 para encontrar el punto de desempeño en cada dirección mediante el uso del programa MATLAB<sup>23</sup>.

Siguiendo los pasos descritos en el capítulo IV para encontrar el punto de desempeño “Performance Point”, se obtuvieron los siguientes resultados:

1. Se obtienen las curvas de capacidad resultantes del empuje incremental “PUSH-OVER” en las direcciones X-Y.



<sup>22</sup> La tabla de puntos obtenidos en el programa 3Muri del ensayo incremental PUSH-OVER en coordenadas desplazamiento vs fuerza cortante se encuentran en el Anexo 8

<sup>23</sup> Se tomaron como base las subrutinas de MATLAB realizadas por el profesor Jorge Ávila.

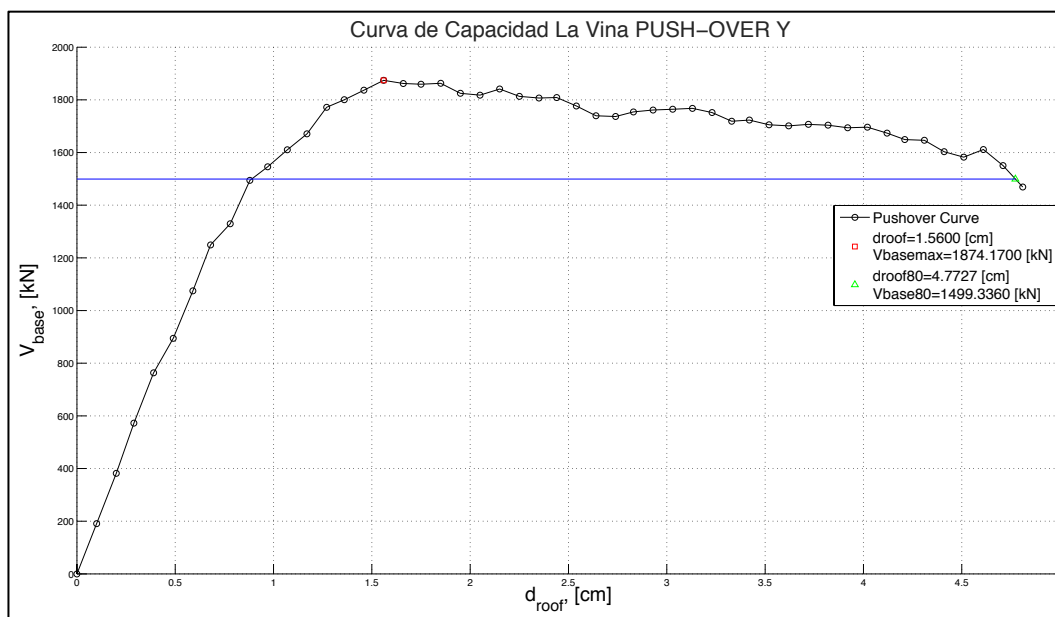
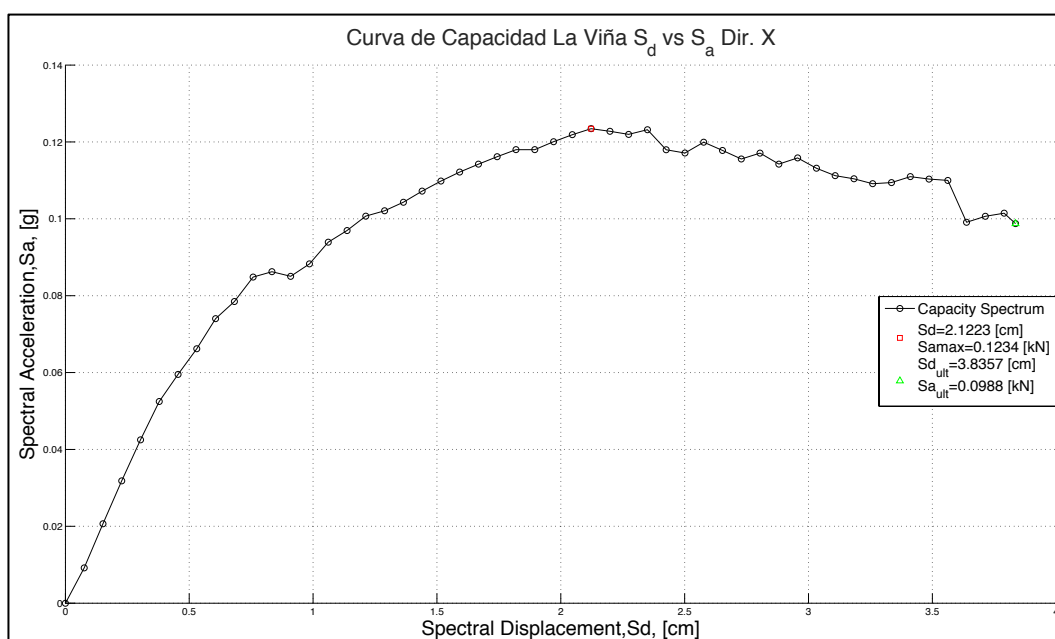


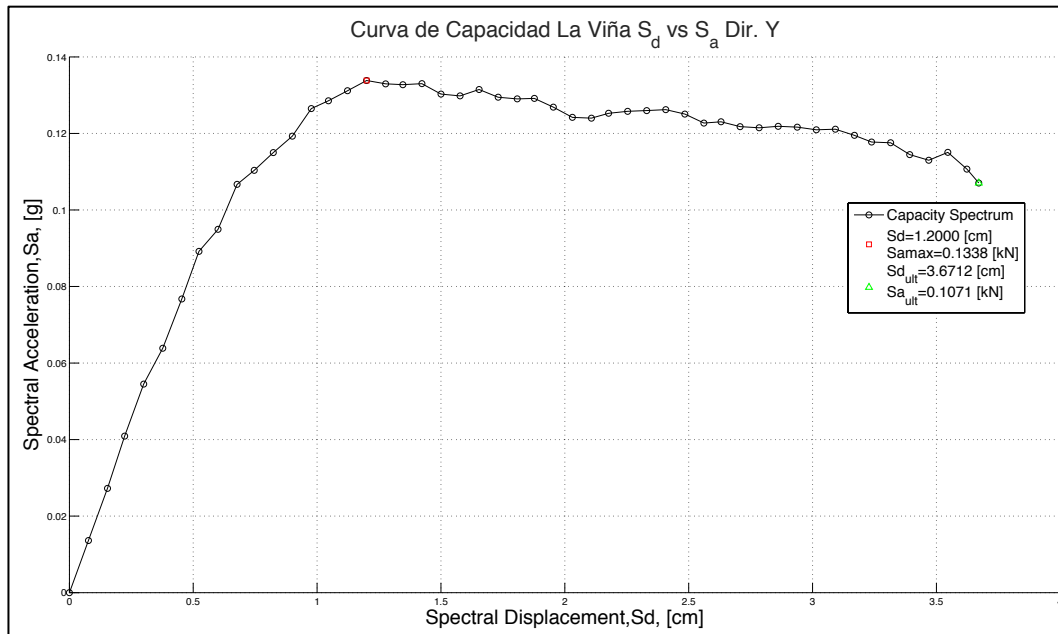
Figura 88 Curva PUSH-OVER “La Viña” direcciones X-Y

2. Se definen los parámetros descritos en el Capítulo IV para transformar las curvas de capacidad a coordenadas de la forma ADRS  $S_d$  vs  $S_a$ . mostrados en la tabla 23 y se grafican los resultados.

TABLA RESUMEN DATOS 3MURI				
Nivel	Masa	Nodo de Control	Modal X	Modal Y
No.	kg	No.	cm	cm
0	77294	179	0	0
1	369788	180	0,025	0,012
2	348453	181	0,045	0,023
3	345817	182	0,065	0,034
4	345031	183	0,081	0,043
5	267373	184	0,091	0,047

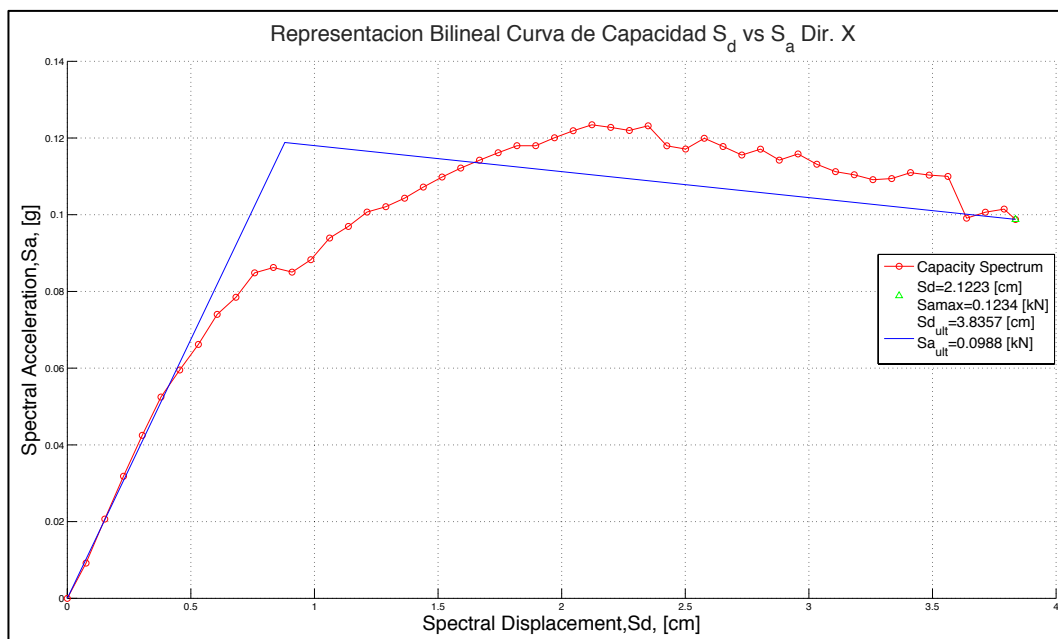
Tabla 24 Tabla Resumen obtenida del modelo estructural en 3MURI





**Figura 89** Curva PUSH-OVER “La Viña” Coordenadas  $S_d$  vs  $S_a$  direcciones X-Y

3. Se obtiene la representación bilineal de cada curva de capacidad en coordenadas ADRS  $S_d$  vs  $S_a$ .



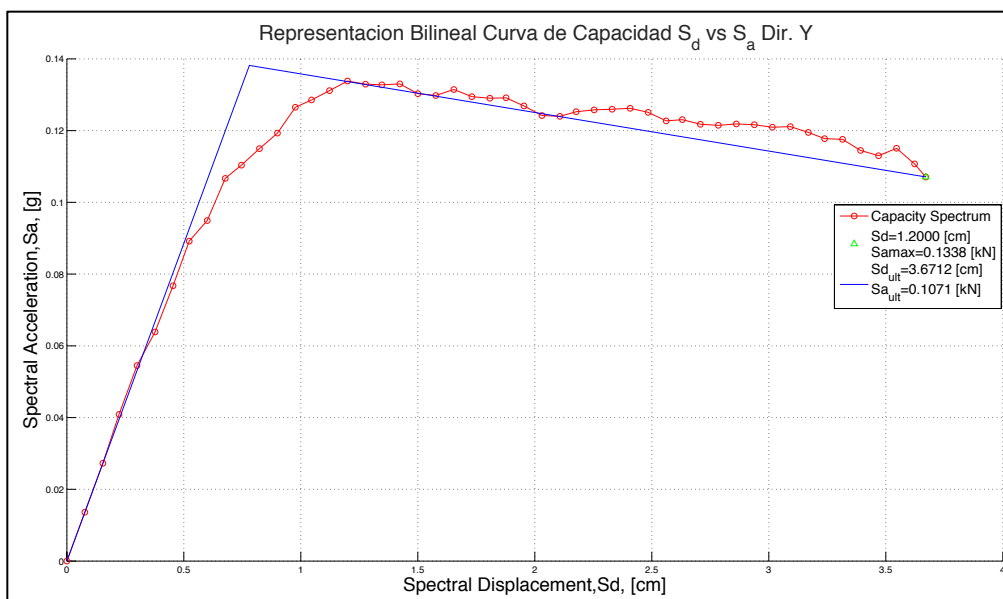
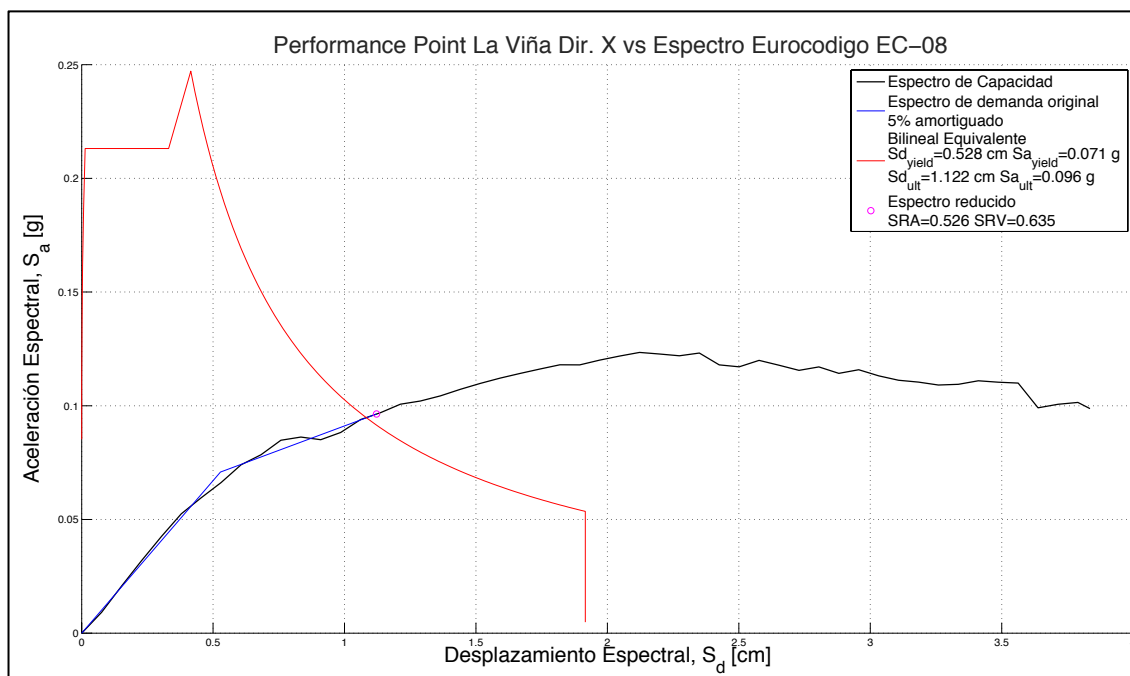
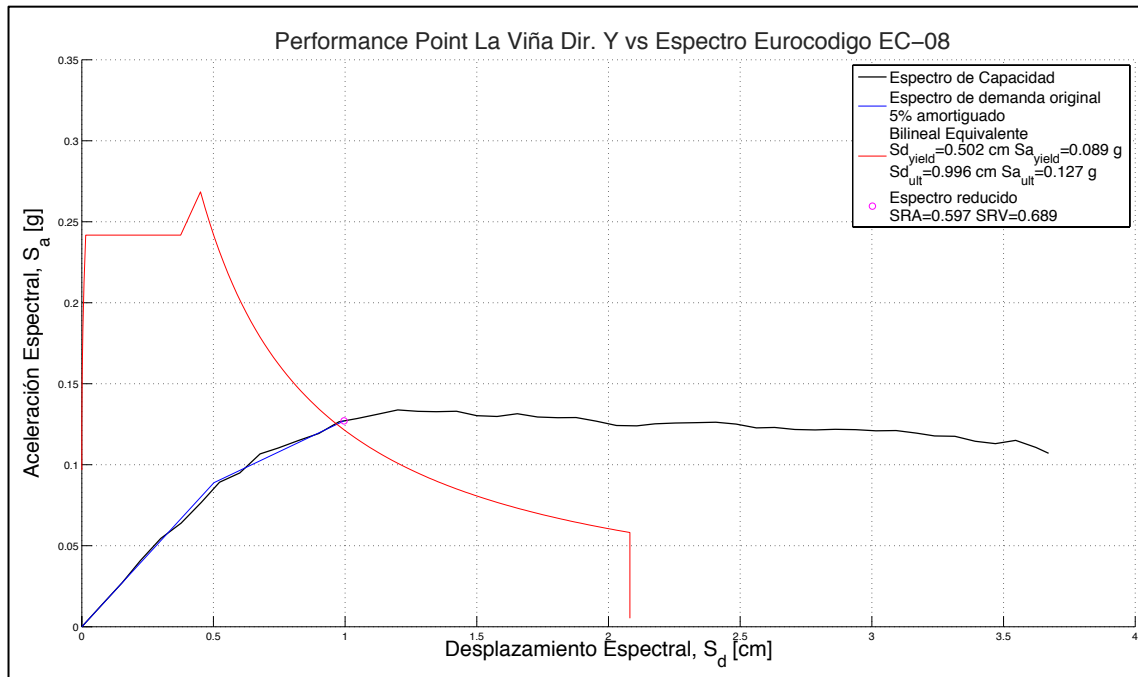


Figura 90 Aproximación Bilineal Curva PUSH-OVER “La Viña” Coordenadas Sd vs Sa direcciones X-Y

4. Se busca el punto de desempeño “Performance Point” en las direcciones X-Y, entre las curvas de capacidad de la estructura y el espectro de diseño obtenido del Eurocódigo EC-08 para la ciudad de Lorca en coordenadas ADRS Sd vs Sa (véase Figura 65).

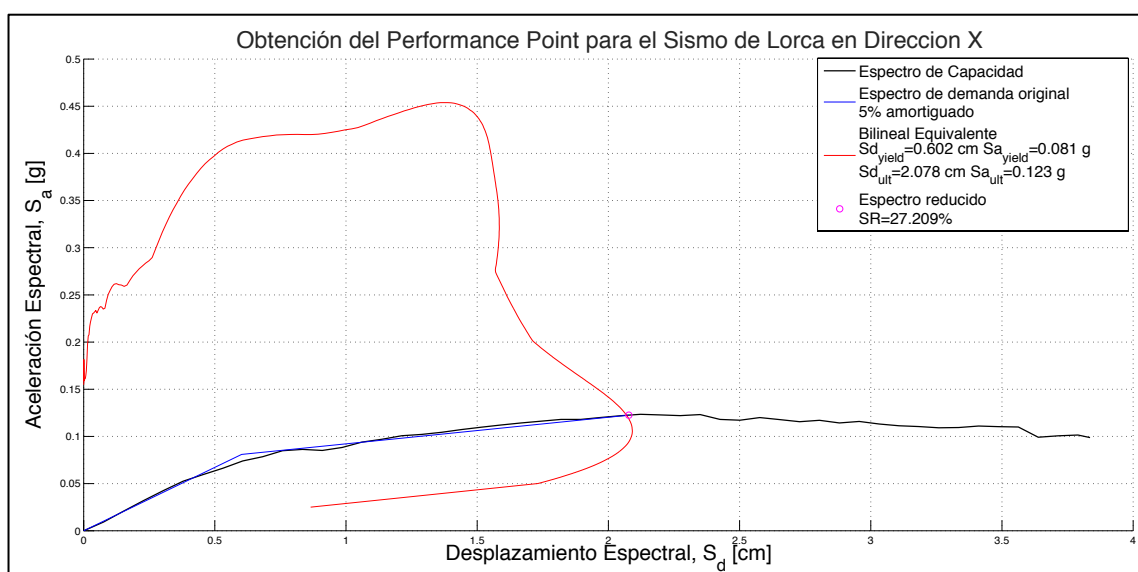


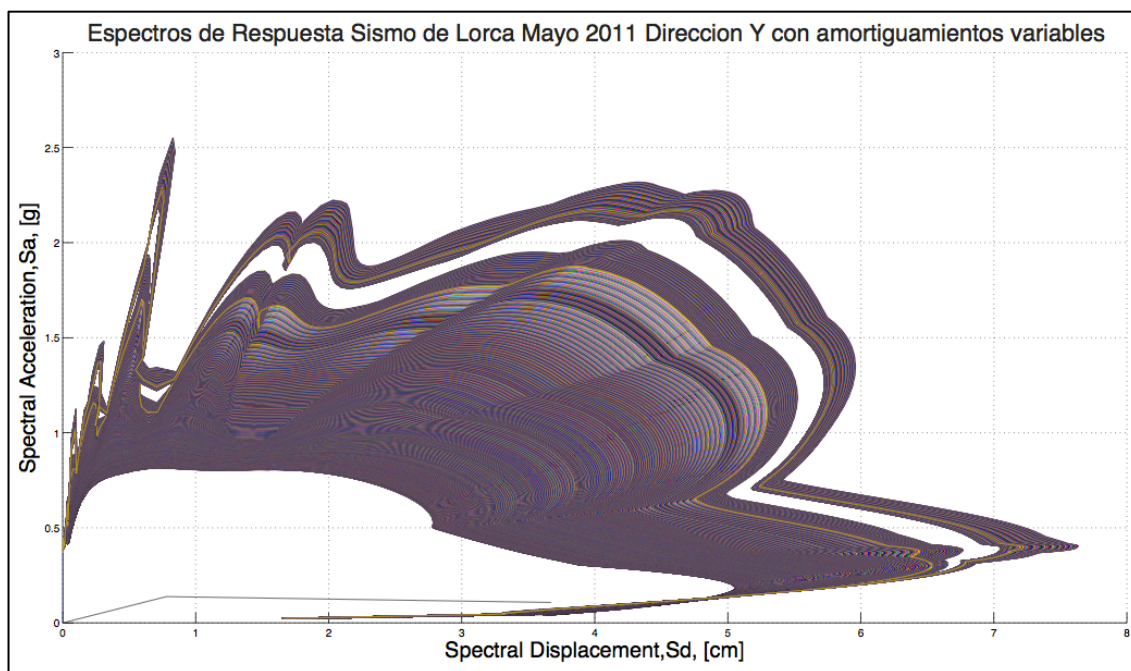


**Figura 91** Performance Point “La Viña” vs EC-08 en coordenadas Sd vs Sa direcciones X-Y

Se puede observar que la estructura soporta el tipo de terremoto especificado por el Eurocódigo EC-08 en las direcciones X-Y.

5. Se busca el punto de desempeño “*Performance Point*” en las direcciones X-Y, entre las curvas de capacidad de la estructura y los espectros de demanda del sismo de Lorca de mayo de 2011 en coordenadas ADRS Sd vs Sa. (véase figuras 49-50).

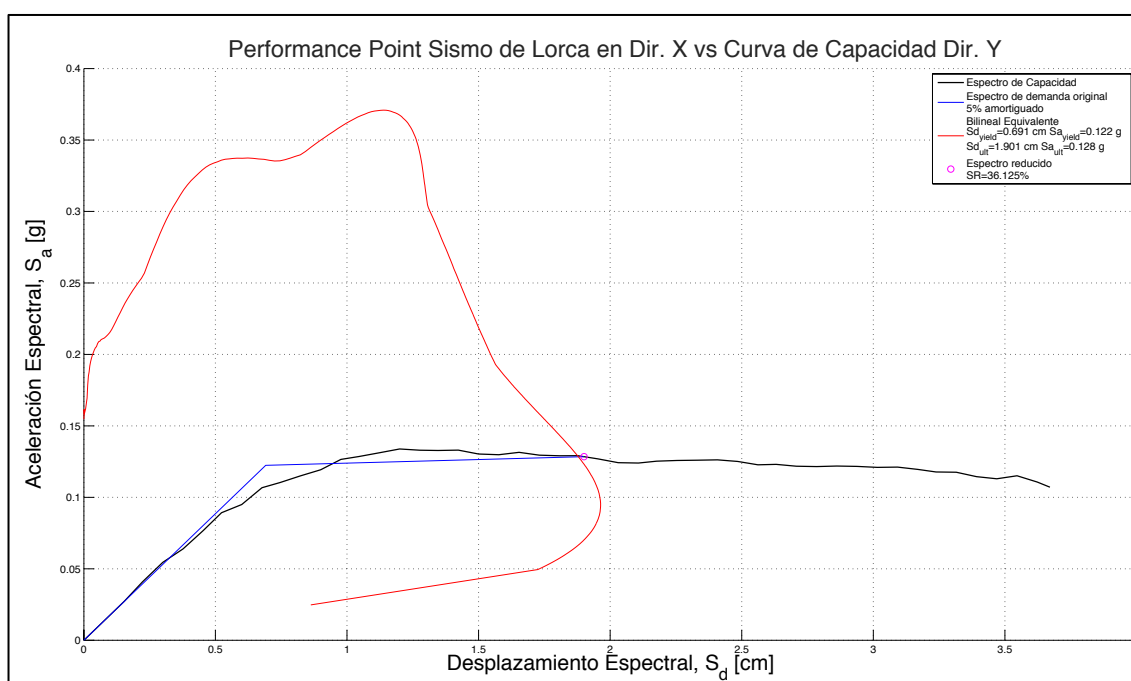




**Figura 91** Performance Point “La Viña” vs Espectro Sismo Lorca Mayo 2011 en coord. Sd vs Sa direcciones X-Y

La estructura es capaz de soportar el sismo en dirección X, pero el sismo en dirección Y la demanda supera ampliamente la capacidad del edificio y el método no encuentra un punto de convergencia.

6. Para finalizar, se busca el punto de desempeño “*Performance Point*” permutando las componentes originales X-Y, sometiendo la curva de capacidad en dirección X con el espectro de demanda del sismo de Lorca en dirección Y, y viceversa. Obteniendo los siguientes resultados.



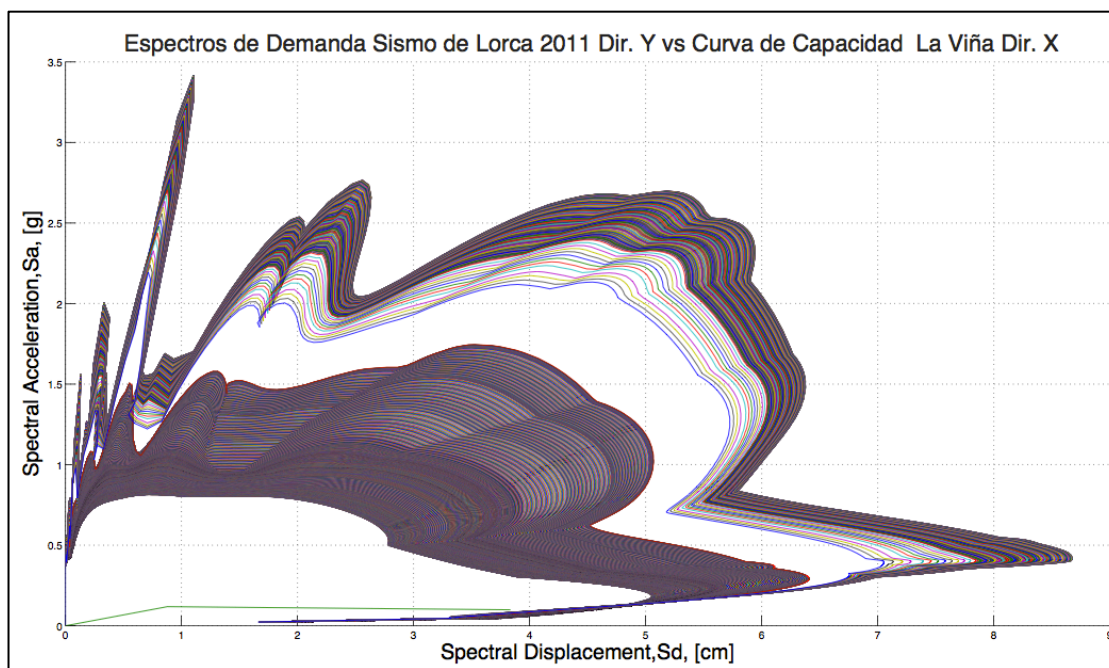
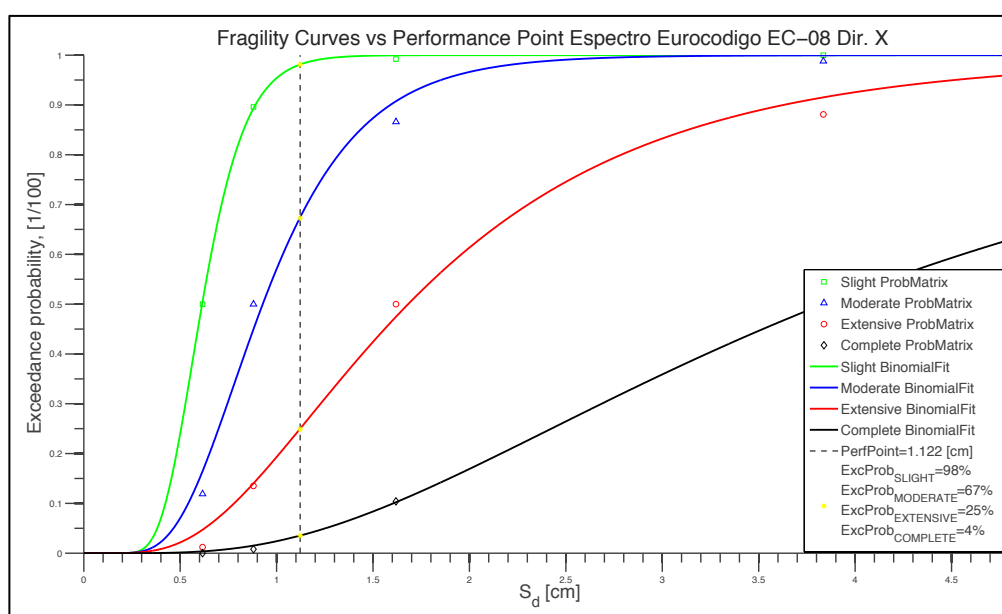


Figura 92 Performance Point “La Viña” vs Espectro Sismo Lorca Mayo 2011 direcciones permutadas X-Y

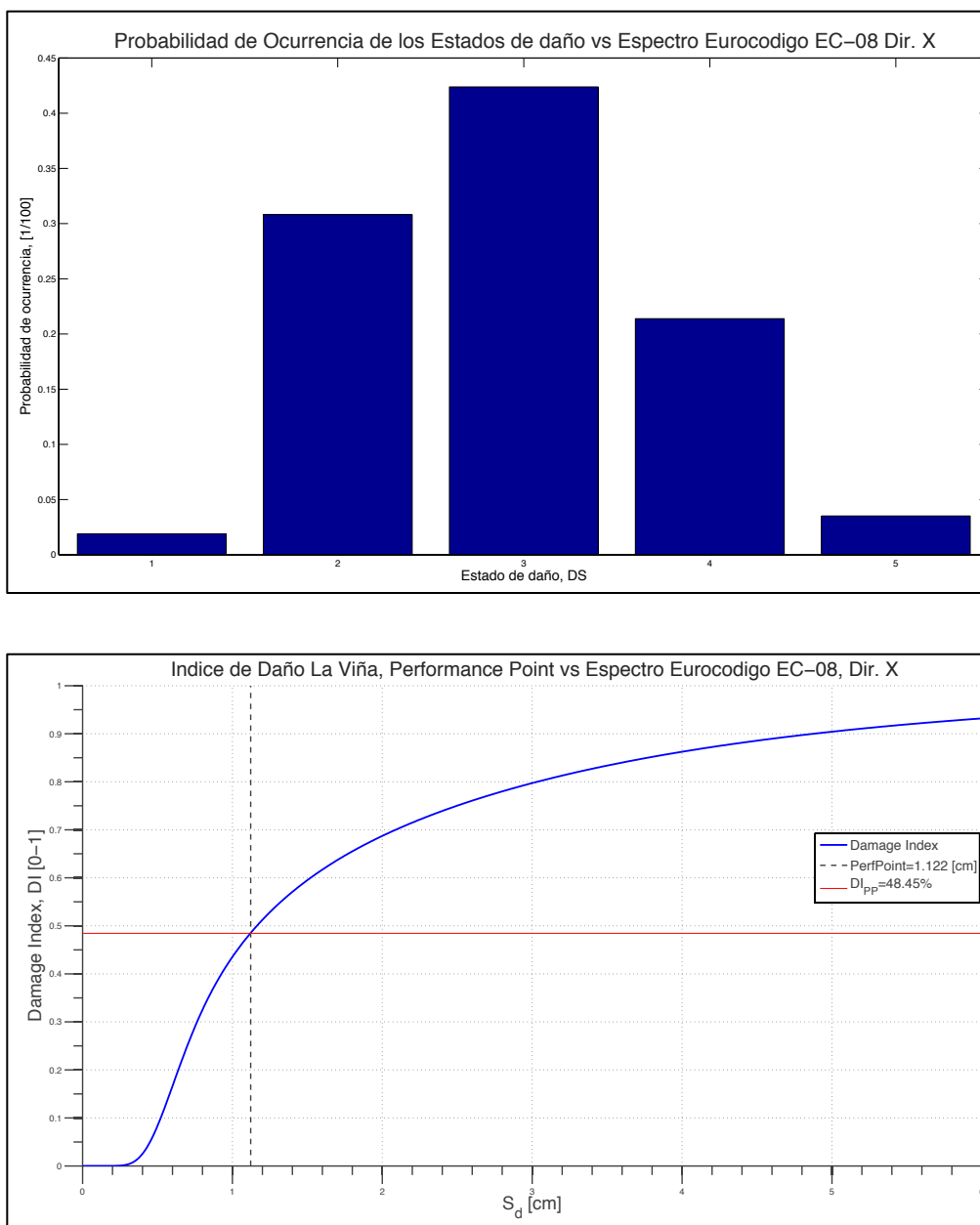
La estructura en dirección Y es capaz de soportar la demanda en dirección X, sin embargo demanda en dirección Y supera ampliamente la capacidad del edificio en dirección X y el método no encuentra un punto de convergencia.

## CURVAS DE FRAGILIDAD

Aplicando el método “LM2” para la estimación del nivel de daño mediante el uso de curvas de fragilidad según el documento RISK-UE WP04, descrito en el capítulo anterior, se obtienen los siguientes resultados







**Figura 93** Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs Espectro de Demanda EC-08 – Dir. X.

La probabilidad de daño del edificio en dirección X es moderado, tomando como demanda sísmica el espectro especificado por el Eurocódigo EC-08 para la zona de Lorca, presentando un índice de daño del 48.45%.

Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)

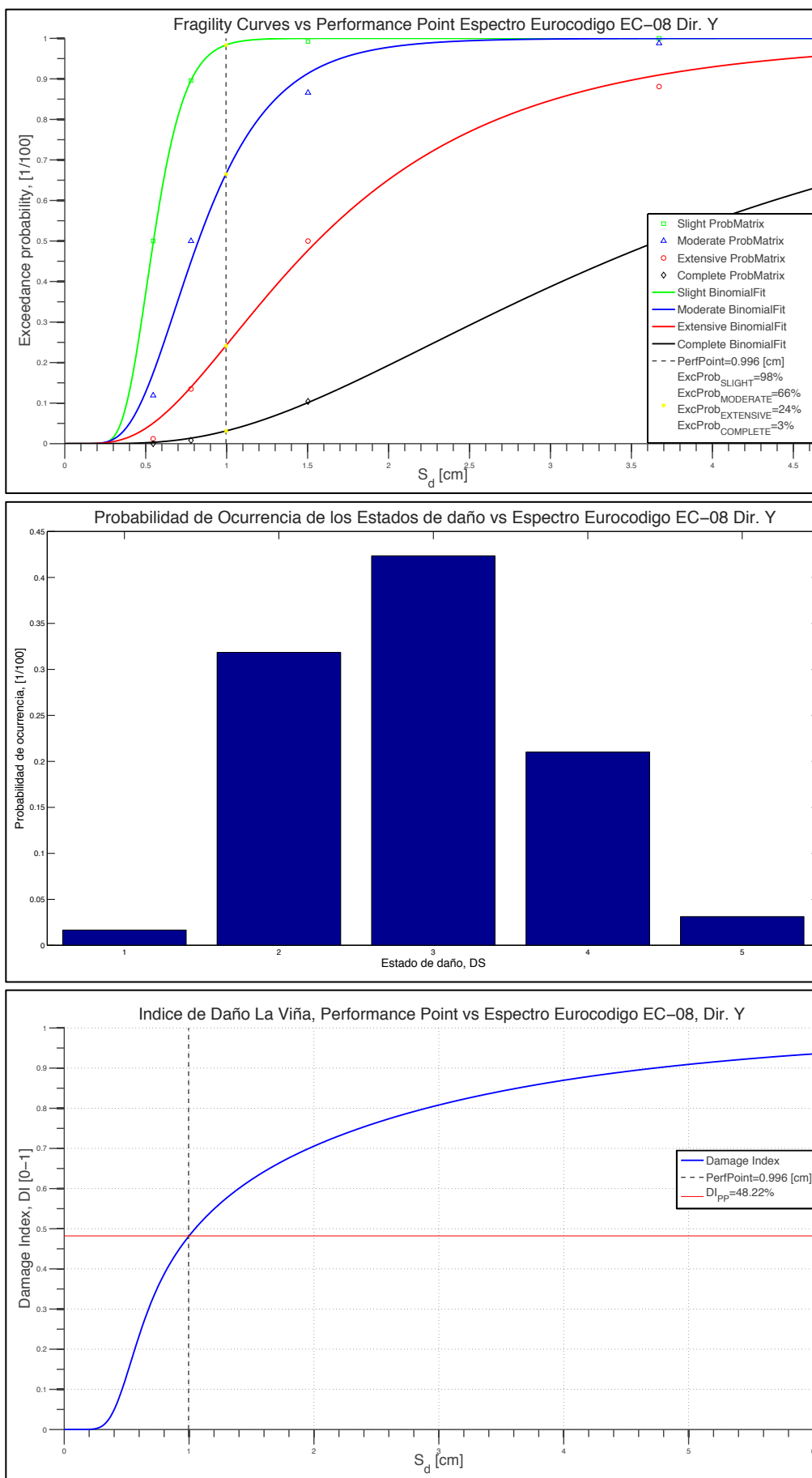
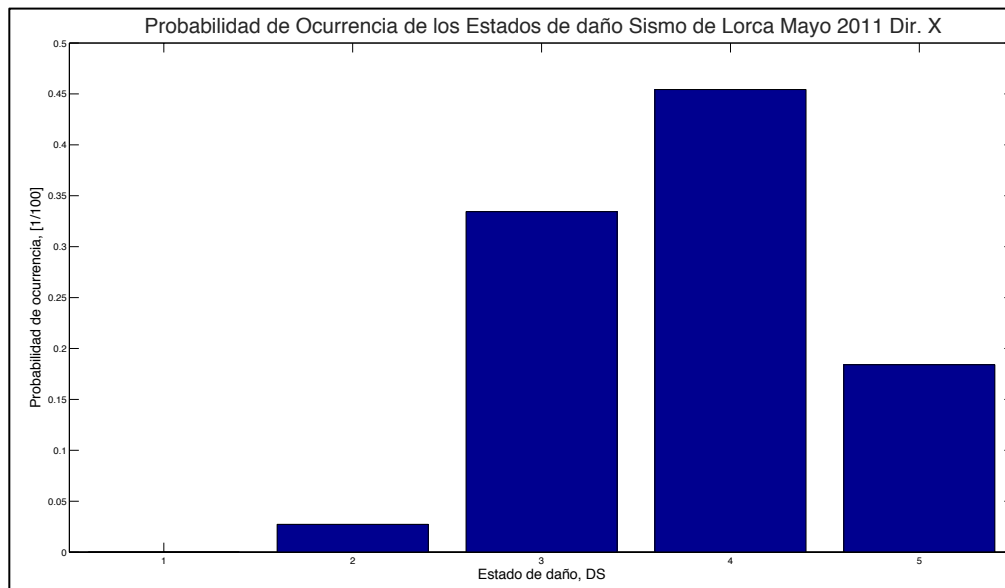
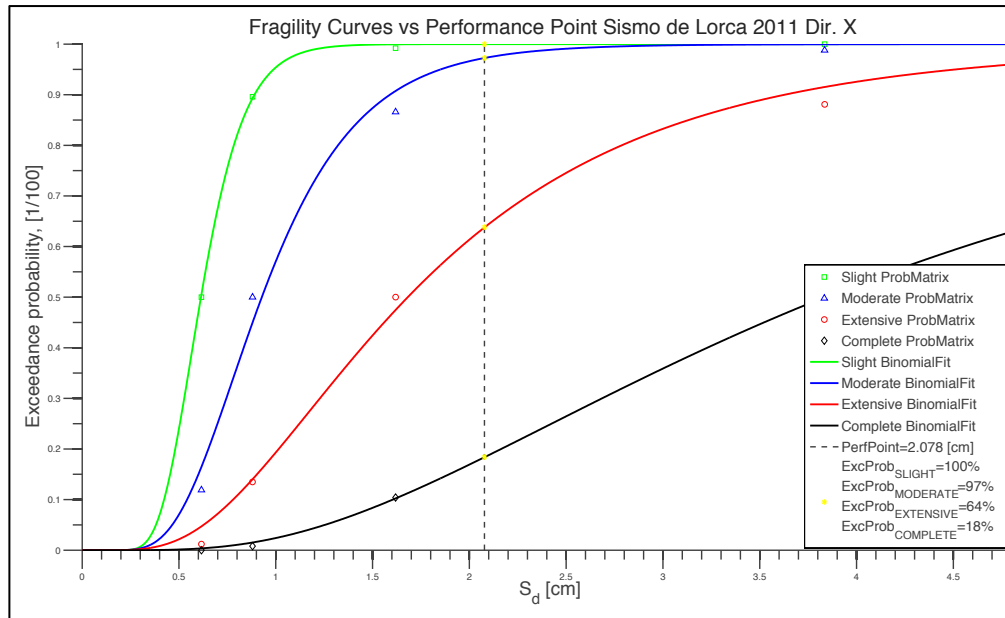
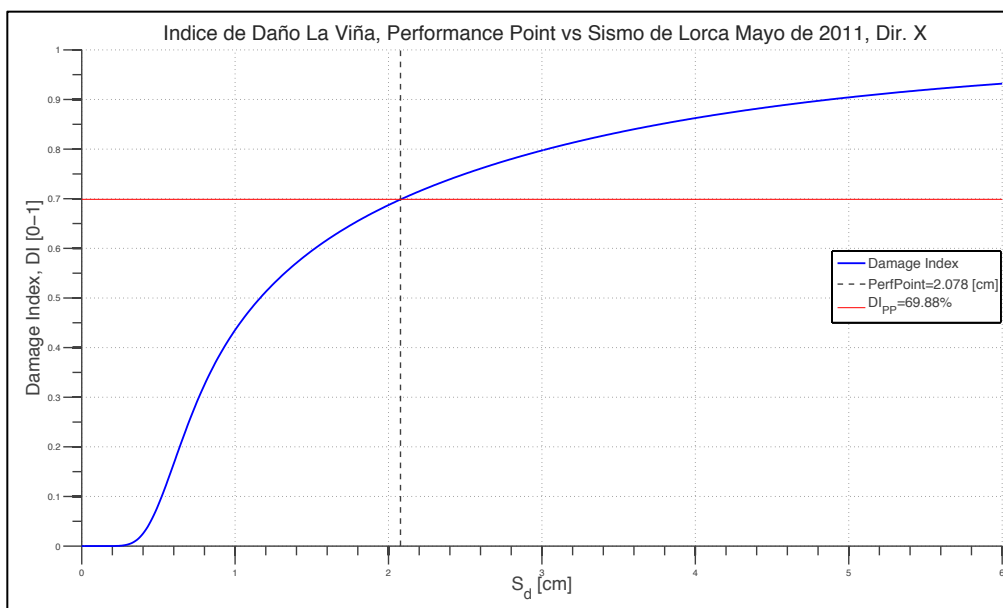


Figura 94 Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs al Espectro de Demanda EC-08 – Dir. Y.

## *Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*

La probabilidad de daño del edificio en dirección X es moderado, tomando como demanda sísmica el espectro especificado por el Eurocódigo EC-08 para la zona de Lorca, presentando un índice de daño del 48.22%. En las dos direcciones el comportamiento del edificio frente a este tipo de terremotos es similar, lo que nos supondría un desempeño adecuando de la estructura con un tipo de daño moderado.

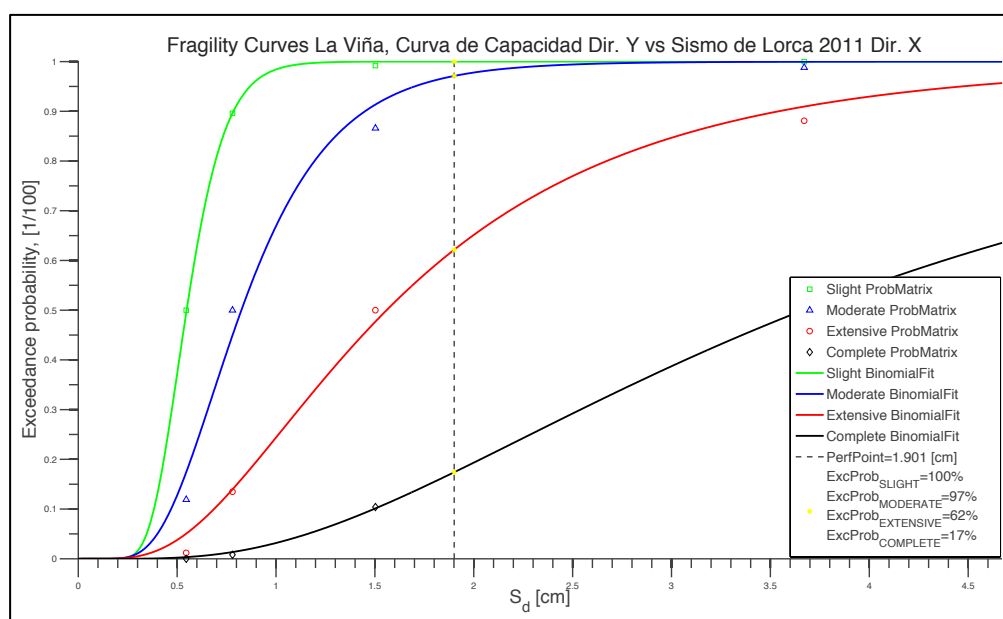


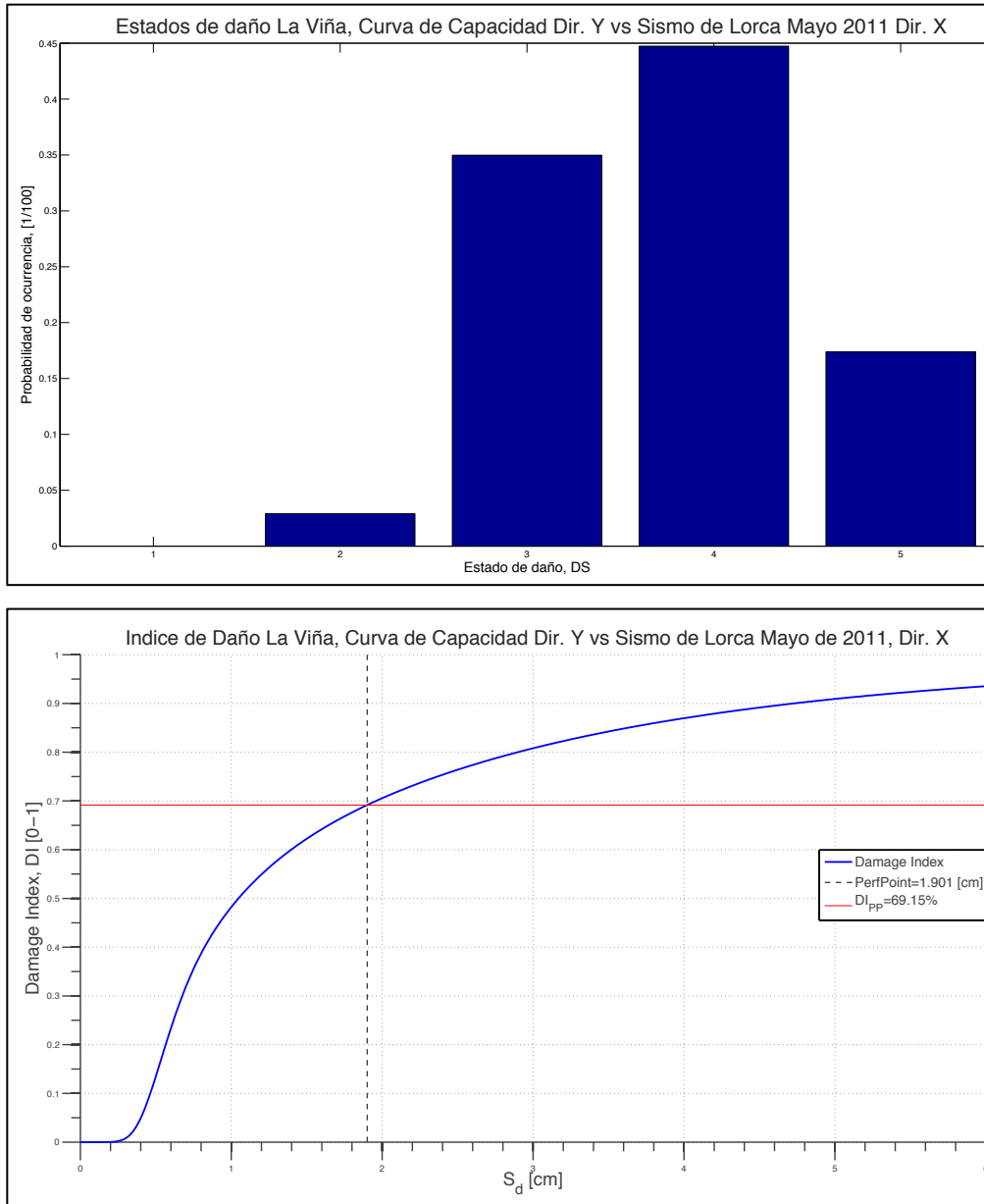


**Figura 95** Índice de Daño Edificio de “La Viña” vs Espectro del Sismo de Lorca de 2011–Dir. X.

La probabilidad de daño del edificio en dirección X es severo, tomando como demanda sísmica el espectro generado por el Sismo de Lorca del 11 de mayo del 2011. Presentando un índice de daño de 69.88%. En el caso de la dirección Y, la probabilidad de daño es de colapso de la estructura, ya que la demanda supera ampliamente la capacidad del edificio.

Permutando las componentes originales X-Y, sometiendo la curva de capacidad en dirección X con el espectro de demanda del sismo de Lorca en dirección Y, y viceversa se obtienen los siguientes resultados.





**Figura 95** Índice de Daño Edificio de “La Viña” en Dir. Y vs Espectro del Sismo de Lorca de 2011–Dir. X.

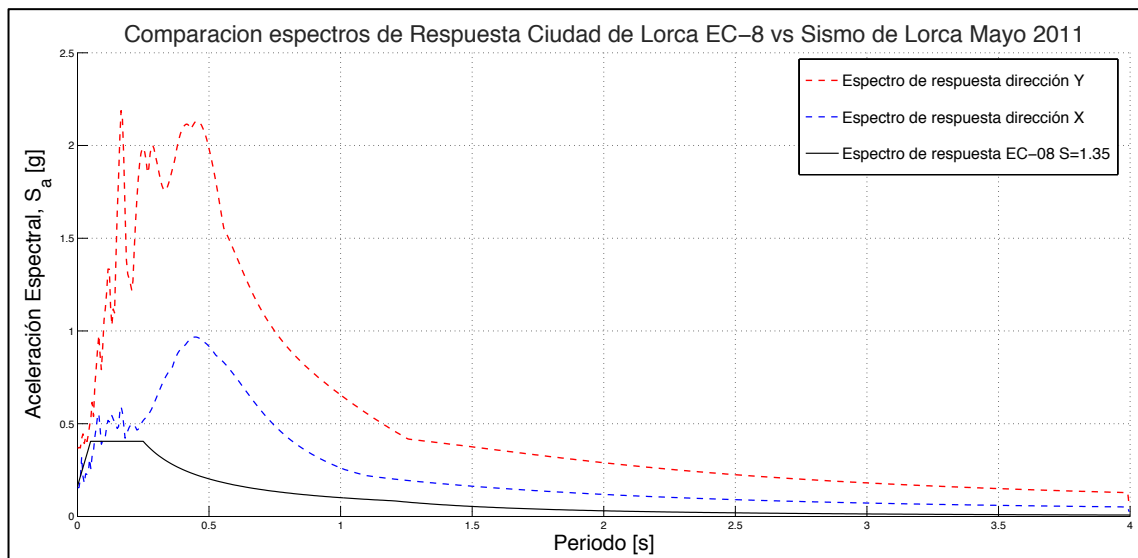
La probabilidad de daño del edificio en dirección Y ante la demanda del sismo del Lorca de mayo del 2011 en dirección X es severo. Presentando un índice de daño de 69.15%. En el caso de la probabilidad de daño del edificio en dirección Y ante la demanda del sismo de Lorca de mayo del 2011, es de colapso de la estructura, ya que la demanda supera ampliamente la capacidad del edificio.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En el presente trabajo se han aplicado los conocimientos aprendidos en las distintas asignaturas cursadas durante el master, mediante los cuales se pudieron resolver procesos e interpretar resultados sobre la vulnerabilidad que presenta el edificio de “La Viña” frente a una demanda sísmica determinada.
- El uso de los programas SAP2000, ETABS y 3MURI, fueron fundamentales para la realización de este trabajo, ya que facilitaron el cálculo del análisis modal y de vulnerabilidad del edificio en 3 dimensiones.
- Los modelos estructurales obtenidos en los 3 programas mencionados, presentaron resultados similares en cuanto sus propiedades físicas, tipo de cargas aplicadas, y modos naturales de vibración. Por lo que se puede concluir que los 3 modelos coherentes y son un buen punto de partida para representar el Edificio de “La Viña” para cualquier tipo de análisis o cálculo estructural dentro de este trabajo.
- El uso del programa MATLAB, fue de gran utilidad en este trabajo para poder resolver diferentes procesos matemáticos y así representar gráficamente los resultados esperados en cuanto a curvas de capacidad, espectros de respuesta, espectros de demanda, puntos de desempeño “*Performance Point*”, curvas de fragilidad y niveles de daño de la estructura, entre otros.
- En el caso del cálculo de los puntos de desempeño “*Performance Point*” y el nivel de daño esperado ante el espectro de demanda previsto por el Eurocódigo EC-08 y las curvas de capacidad en las direcciones X-Y, se puede concluir que esta edificación presentaría daños moderados.
- Para el caso del cálculo de los puntos de desempeño “*Performance Point*” y el nivel de daño esperado ante los espectros de demanda del sismo de Lorca de mayo de 2011 y las curvas de capacidad en las direcciones X-Y, se puede concluir lo siguiente: cuando se somete las direcciones principales del edificio a las componentes originales del registro en X-Y, el resultado en X muestra un daño severo, mientras que el resultado en Y es de colapso, dado que el procedimiento para evaluar el punto de desempeño no converge, debido a que la demanda supera ampliamente la capacidad del edificio en esta dirección. Si permutamos las componentes originales del registro, sometiendo la dirección X

del edificio a la dirección Y del registro y viceversa, entonces el resultado muestra un daño severo para la dirección Y mientras que en X tenemos colapso.

- De acuerdo a los resultados obtenidos sería interesante efectuar un análisis atendiendo a la direccionalidad del sismo, tal y como se presenta en Vargas. (2013)
- Se ha observado que el análisis modal depende sensiblemente de diferentes parámetros que caracterizan nuestro modelo, entre los cuales están, la resistencia característica del hormigón, la del acero, los correspondientes módulos de Young y de elasticidad transversal. En consecuencia se recomienda como línea futura de trabajo un análisis de la sensibilidad del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras frente a la variaciones de los parámetros mencionados.
- El sismo de Lorca ocurrido el 11 de mayo del 2011 aporta nueva información sobre la peligrosidad sísmica en la región de Murcia, eso se evidencia a partir de la notable diferencia entre el espectro del sismo de Lorca y el espectro previsto en el Eurocódigo EC-08 para esta región, tal como se puede observar en la figura 95. En consecuencia se estima que esta nueva información geofísica debería tenerse en cuenta en la demanda considerada para futuros proyectos constructivos a realizar en esta zona.



**Figura 96** Comparación entre Espectro del Eurocódigo EC-08 y espectros de respuesta del Sismo de Lorca 2011.



## BIBLIOGRAFIA

- Abril J., P. & Martinez P. P. «Tesis: Diseño de una Vivienda de Interés Popular.» Recopilado por Universidad de Cuenca. Cuenca, Azuay, 15 de 07 de 2007. 177.
- Ayuntamiento de Lorca . *www.Wikipedia.org*. Archivo Minicipal de Lorca. 16 de 01 de 2013. <http://es.wikipedia.org/wiki/Lorca>.
- Ayuntamiento de Lorca. *www.lorca.es*.  
<http://www.lorca.es/población/población.asp?id=128> (último acceso: 20 de 01 de 2013).
- —. *www.lorca.es*.  
<http://www.lorca.es/seismo11demayo/seismo11demayo.asp?id=1540> (último acceso: 01 de 03 de 2013).
- Bozzo, L. M. & Barbat A. H. *Diseño Sismoresistente de Edificios - Técnicas convencionales y avanzadas*. Loreto, Barcelona: Editorial REVERTE, 2000.
- Caselles, J. «Análisis de los Registros Acelerométricos del Edificio "La Viña" cito en la Plaza del Trabajo de la Localidad de Lorca (Murcia).» Tecnico, Barcelona, 2012, 9.
- Chopra, A. K. *Dinamics of Structures - Theory and Aplication to Earthquake Engineering*. Fourth Edition. Editado por Holly Stark. Suite, Boston: Pearson Education, 2012.
- Comisión Permanente del Hormigón. *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado*. Madrid, Madrid: Secretaría General Técnica - Servicio de Publicaciones, 1973.
- Comité ACI-318. *(ACI-318S-05) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y (ACI 318SR-05) Comentarios*. Farmington Hills, 2005.
- Conesa, C. «Inundaciones en Lorca (Murcia): Riesgo y Expectacion.» Historico, Dept. Papeles de Geografía Física No. 10, Lorca, 1985, 15.
- European Commite for Standarization. *EUROCODIGO EC-08 Design of Structures for Earthquake Resistance*. Vol. 1, de *General Rules, Seismic Actions and rules for buildings*, 232. CEN, 2004.
- FEMA Federal Emergency Management Agency - American Society of Civil Engineers. *FEMA - 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, Washington, 2000.

- Garcia, J. & Rodriguez J. & Vidal J. *Aprenda MATLAB 7.0 como si estuviera en primero*. Madrid, Madrid: Universidad Politecnica de Madrid, 2005.
- González D., R. & Avila H. J. «Modernism URM Buildings of Barcelona - Seismic Vulnerability and Risk Assessment.» mayo 2012: 29.
- González D., R. & Sanchez M. D. *Calculo de Elementos Estructurales*. primera edicion. Barcelona, Barcelona: Publicaciones Académicas Digitales de la UPC, 2011.
- GOOGLE. *www.googlemaps.com*. 25 de 06 de 2013. <https://maps.google.com/>.
- Grunthal, G. *EMS-98 European Macroseismic Scale 1998*. Vol. 15. G. Grunthal, 1998.
- IGC Instituto Geológico de Cataluña. «El Terremoto de Lorca del 11 de mayo de 2011.» Informe de la inspección de los trabajos de campo realizados, IGC - UPC - AEIS - Generalitat de Cataluña, Barcelona, 2011, 91.
- IGN Instituto Geografico Nacional & Universidad Complutense de Madrid & Universidad Politécnica de Madrid & Instituto Geológico y Minero de España & Asociación Española de Ingeniería Sísmica. «Informe del Sismo de Lorca del 11 de Mayo de 2011.» Técnico, Madrid, 2011, 138.
- Instituto Geologico y Minero de España. *www.Wikipedia.org*. [http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto\\_de\\_Lorca\\_de\\_2011](http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Lorca_de_2011) (último acceso: 15 de 01 de 2013).
- Lopez A., F. «Presentación: Proyecto Sismoresistente de Estructuras.» Barcelona, 25 de 04 de 2013. 35.
- Luzi, G. «Proyecto Nagiar-Memoria de Trabajo.» Técnico, Instituto de Geomática IG-UPC, Castelldefels, 2012, 13.
- Meli P., R. *Diseño Estructural*. Segunda Edición. Editado por Noriega Editores. Balderas, Mexico D.F.: Editorial LIMUSA, S.A. DE C.V., 2002.
- Meli, R. & Bazan E. *Diseño Sísmico de Edificios*. Quinta Edición. Editado por Grupo Noriega Editores. Balderas, México: Editorial LIMUSA S.A. DE C.V., 2002.
- Miluntinovic, Z. V. & Trendafiloski G. S. «RISK-UE an Advanced Aproach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns.» En *WP4: Vulnerability of Current Buildings*, 111. European Comission, 2003.

- Ministerio de Fomento. *Norma de Construcción Sismoresistente - Parte General y Edificación NCSE-02 (Con Comentarios de La Subcomisión Permanente de normas Sismoresistentes)*). Madrid, Madrid: Centro de Publicaciones de la Secretaria General Técnica, 2009.
- Ministerio de Vivienda. *Norma MV-101-1962 Acciones en la Edificación*. Madrid, 1963.
- Moreno G., R. & Bairan J. M. «Presentacion: Curso de Especialización Diseño y Evaluación Sismoresistente de Estructuras.» UPC, 2013. 65.
- *Tutoriales de ETABS*. Interpretado por Ingenieros Morrison.
- Ortiz B., E. *Análisis de Modelos Estructurales en SAP2000 Versión 10*. Lima, Lima: Editorial Macro, 2006.
- Paz, M. *Dinámica Estructural - Teoría y Cálculo*. Tercera Edición. Barcelona, Barcelona: Editorial REVERTE, S.A., 2009.
- Pujades, L. G. & Barbat A. H. *Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Tipologías Constructivas más Representativas de los Edificios de Importancia Especial en Cataluña*. Técnico, Dpto. de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica - Dpto. de Resistencia de Materiales y Estructuras en La Ingeniería, Barcelona: UPC, 2007, 330.
- Pujades, L. G. & Barbat A. H. *Metodología de Estimación de la Vulnerabilidad Sísmica de las Construcciones Calificadas de Importancia Especial en la NCSE-02*. Técnico, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona: UPC, 2004, 222.
- Ramirez, R. M. «Tesis: Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio de Estructura Mixta Hormigón y Mampostería no Reforzada.» 100.
- Ratlaff, Z. «Informe Estructural de Edificios de Viviendas tras el Terremoto de Lorca del 11/05/2011 Edificio "La Viña y La Viña No. 1 "» Estructural, Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia, Lorca, 2012, 83.
- Universidad de Granada. [www.wikipedia.org](http://es.wikipedia.org/wiki/Riada_de_19_de_octubre_de_1973). 12 de 04 de 2013. [http://es.wikipedia.org/wiki/Riada\\_de\\_19\\_de\\_octubre\\_de\\_1973](http://es.wikipedia.org/wiki/Riada_de_19_de_octubre_de_1973) (último acceso: 14 de 05 de 2013).

## **APLICACIONES UTILIZADAS**

- SAP2000
- ETABS
- 3MURI (La modelación en este programa se realizó con el apoyo del profesor Ramón González Drigo).
- AUTOCAD
- MATLAB (Fueron utilizadas subrutinas proporcionadas por el profesor Jorge Ávila Haro como base para el análisis de demanda, capacidad, desempeño y el cálculo de curvas de fragilidad).
- GOOGLE EARTH
- WORD
- EXCEL
- ADOBE READER
- POWER POINT
- ADOBE ACROBAT PRO

## ANEXOS

### 1. DETALLE CIMENTACION Y COLUMNAS

DETALLE DE SECCION Y REFUEZO DE CIMENTACION Y COLUMNAS EDIFICIO LA VIÑA Y LA VIÑA No. 1												
	CIMENTACION		PLANTA BAJA		PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4	
No.	SECCION [m]	ALTURA [m]	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]	SECCION [cm]	ACERO DE REFUERZO [mm]
1	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
2	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
3	2.00x1.10	1.00	30X35	4ø18	30x30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
4	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
5	2.00x1.10	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
6	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
7	1.90x0.80	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
8	1.40x1.40	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
9	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
10	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
11	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14	25x25	4ø14
12	2.00x1.10	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
13	1.60x1.60	1.00	35X35	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
14	1.60x1.60	1.00	35X35	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
15	1.70x1.70	1.00	35X40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
16	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
17	1.50x1.50	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
18	1.50x1.50	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
19	1.90X0.70	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
20	1.70x1.70	1.00	35X40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
21	1.70x1.70	1.00	35X40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
22	1.60x1.60	1.00	35X35	6ø18	30x30	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
23	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
24	130X1.30	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
25	1.90x1.10	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
26	1.90x1.10	1.00	35X35	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
27	1.70x1.70	1.00	35x40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
28	1.70x1.70	1.00	35x40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
29	1.70x1.70	1.00	35x40	6ø18	35x35	4ø18	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
30	1.40x1.40	1.00	30x30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
31	1.40x1.40	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
32	1.90x1.00	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
33	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
34	1.90x0.90	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
35	1.90x1.00	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
36	1.90x0.90	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
37	1.90x1.00	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
38	1.90x1.00	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
39	1.90x0.90	1.00	30X30	4ø18	30x30	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14
40	1.30X1.30	1.00	30X30	4ø18	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø16	25x25	4ø14

## 2. RESUMEN DE DAÑO EN COLUMNAS EDIFICIO “LA VIÑA”

CUADRO DE COLUMNAS DAÑADAS EDIFICIO LA VIÑA Y LA VIÑA No. 1																																							
NIVELES	PILARES PROYECTO PATOLOGIA INSITU	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20	22	23	24	25	26	28	29	33	34	35	36	37	38	39	40					
		9	10	1	11	12	13	14	15	20	22	30	8	7	2	21	19	16	31	3	24	23	25	35	32	4	26	27	6	28	5	17	18	29					
PB	Fisuras Horizontales Cabeza																																						
	Fisuras Horiz o Long Fuste																																						
	Fisuras Longitudinales Base																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Cabeza																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Fuste																																						
	Desconchamiento Vertices																																						
P1ª	Fisuras Horizontales Cabeza																																						
	Fisuras Horiz o Long Fuste																																						
	Fisuras Longitudinales Base																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Cabeza																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Fuste																																						
	Desconchamiento Vertices																																						
P2ª	Fisuras Horizontales Cabeza																																						
	Fisuras Horiz o Long Fuste																																						
	Fisuras Longitudinales Base																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Cabeza																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Fuste																																						
	Desconchamiento Vertices																																						
P3ª	Fisuras Horizontales Cabeza																																						
	Fisuras Horiz o Long Fuste																																						
	Fisuras Longitudinales Base																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Cabeza																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Fuste																																						
	Desconchamiento Vertices																																						
P4ª	Fisuras Horizontales Cabeza																																						
	Fisuras Horiz o Long Fuste																																						
	Fisuras Longitudinales Base																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Cabeza																																						
	Fisuras Oblicua o 45º Fuste																																						
	Desconchamiento Vertices																																						

LEVANTAMIENTO DE NIVEL DE DAÑO EN COLUMBAS (INSPECCION FISICA)

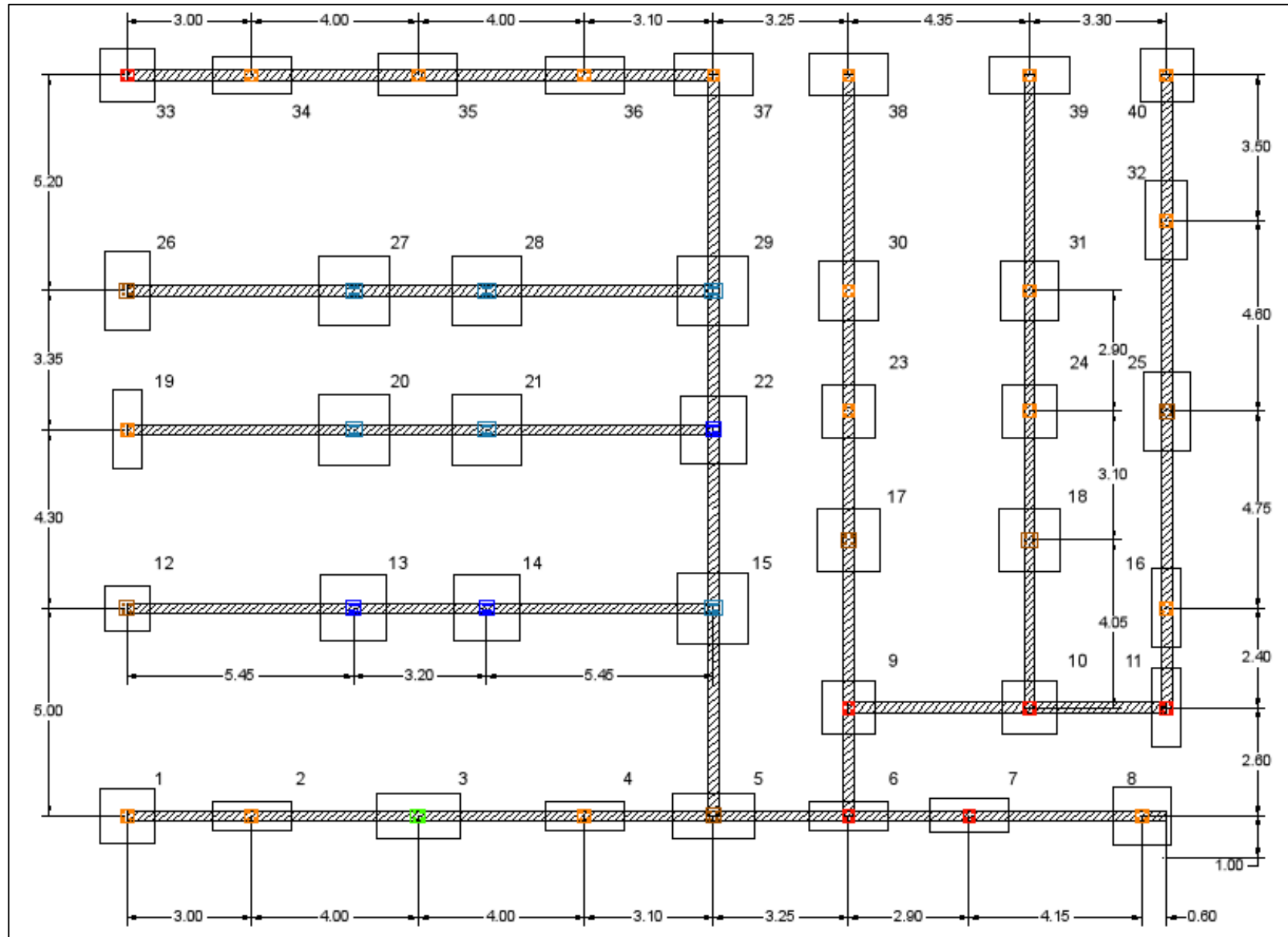
D

CALIFICACION DE DEFICIENTE LUEGO DE ENSAYO DE ULTRA SONIDO

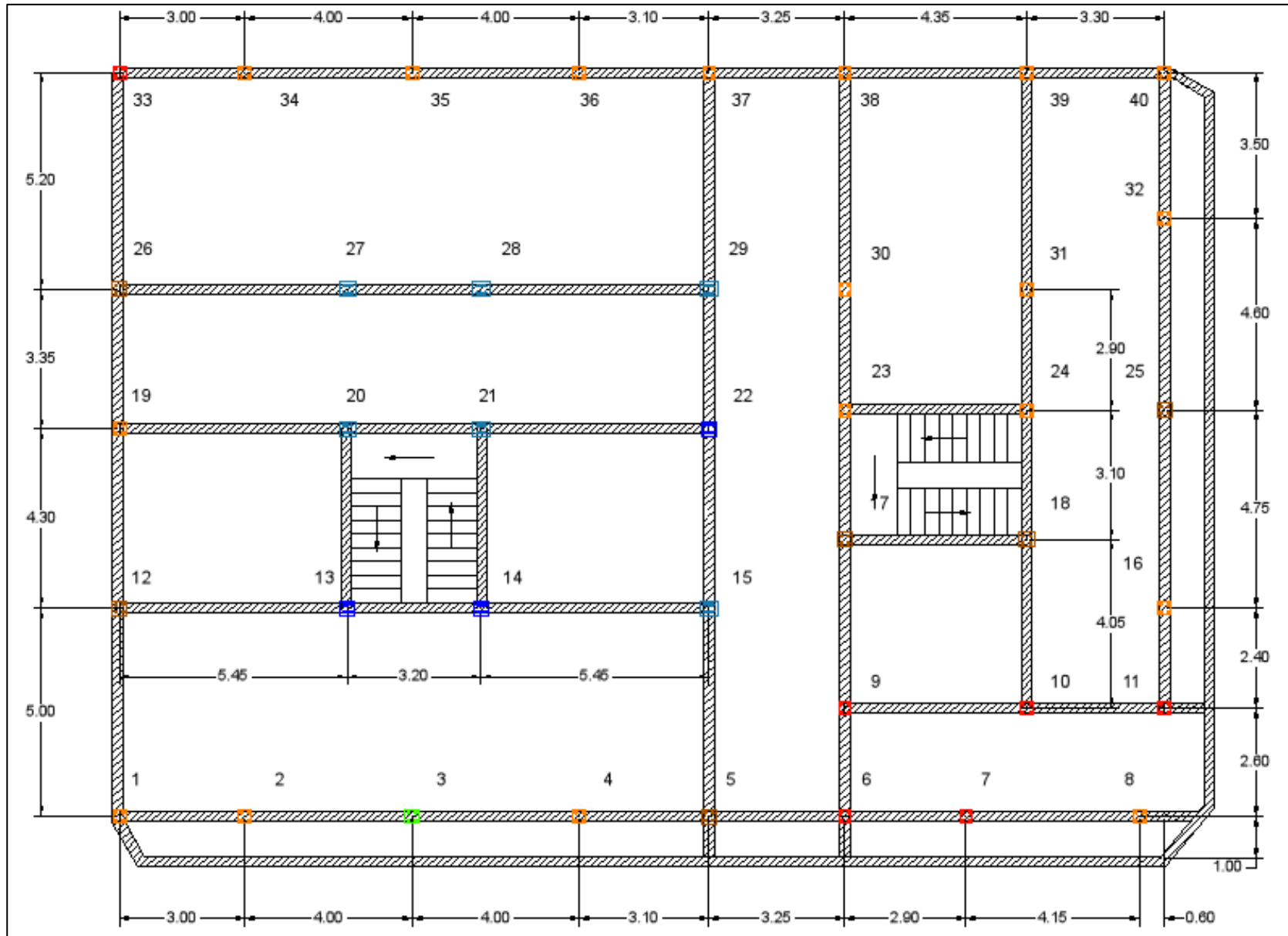
### **3. PLANOS ESTRUCTURALES**



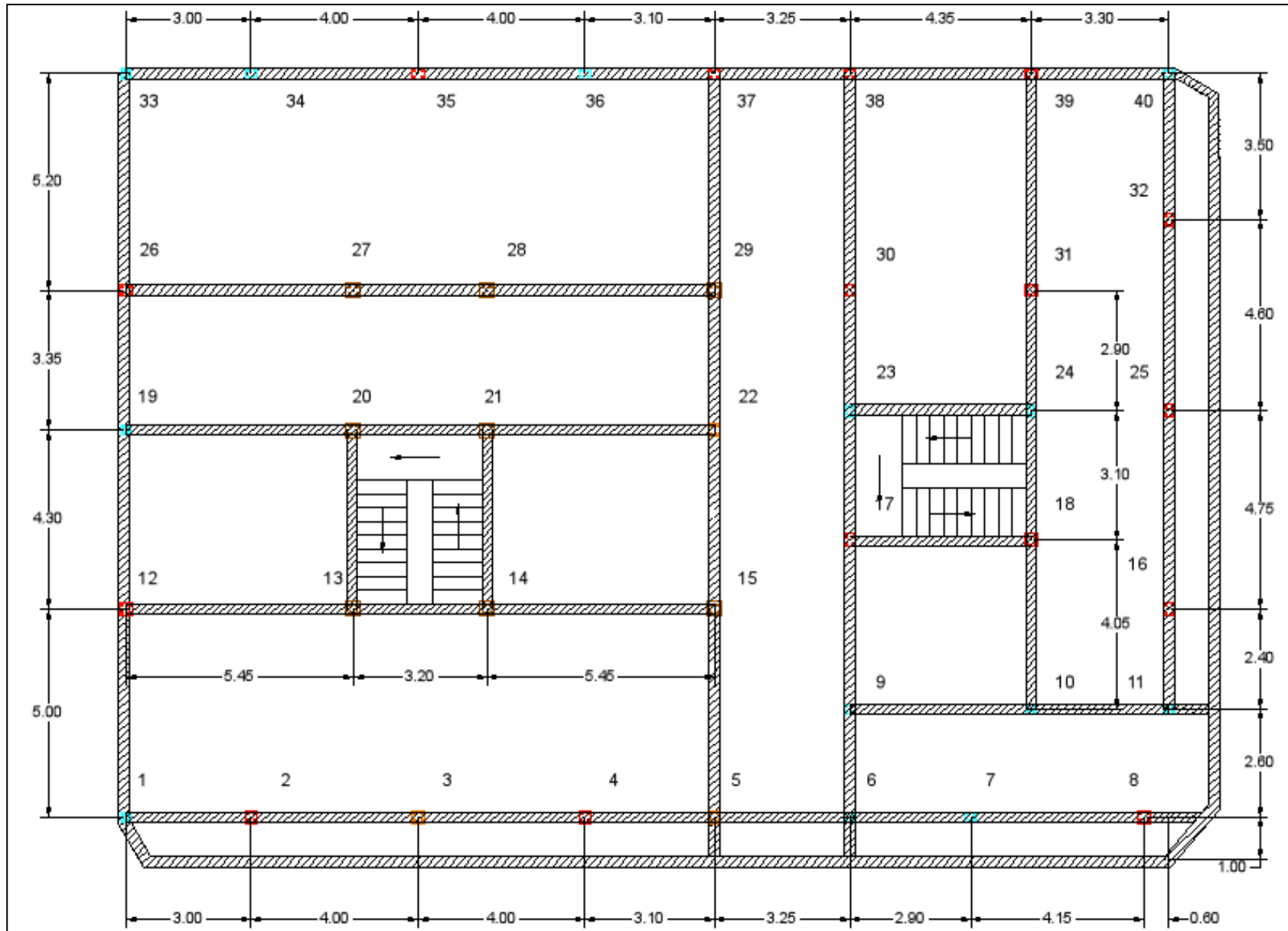
# DETALLE COLUMNAS CIMENTACION EDIFICIO “LA VIÑA”



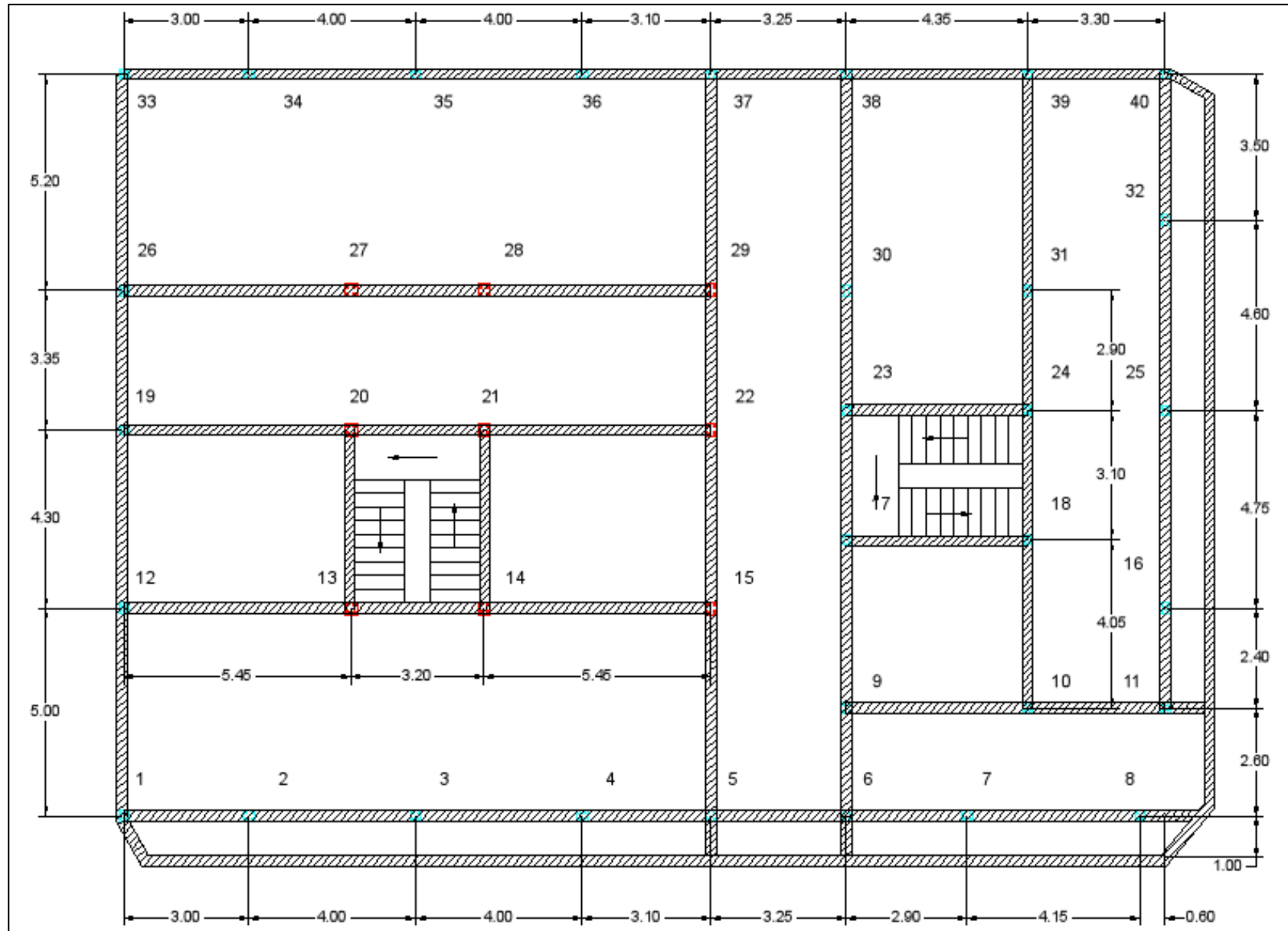
# DETALLE COLUMNAS PLANTA BAJA EDIFICIO “LA VIÑA”



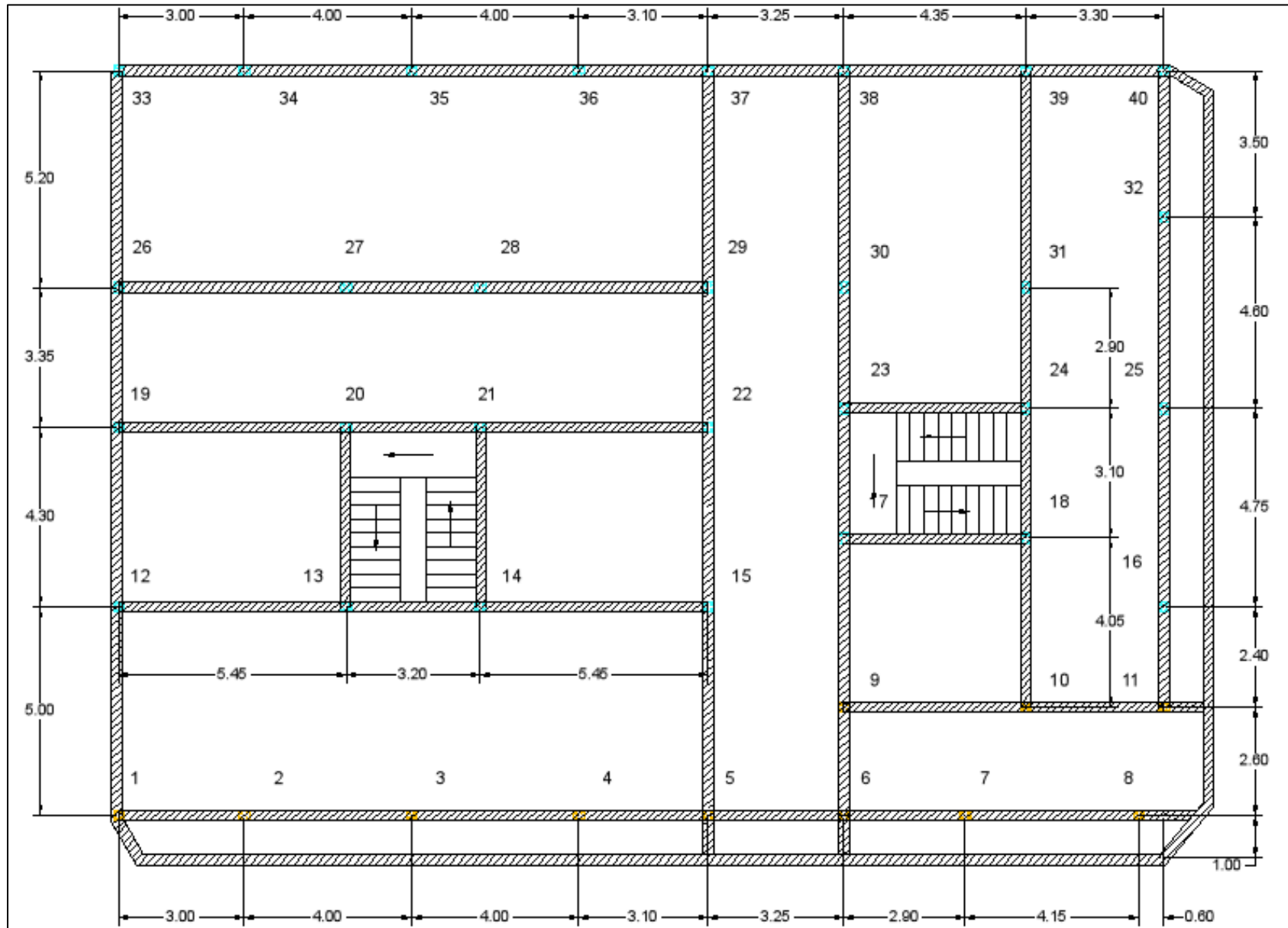
# DETALLE COLUMNAS PLANTA PRIMERA EDIFICIO “LA VIÑA”



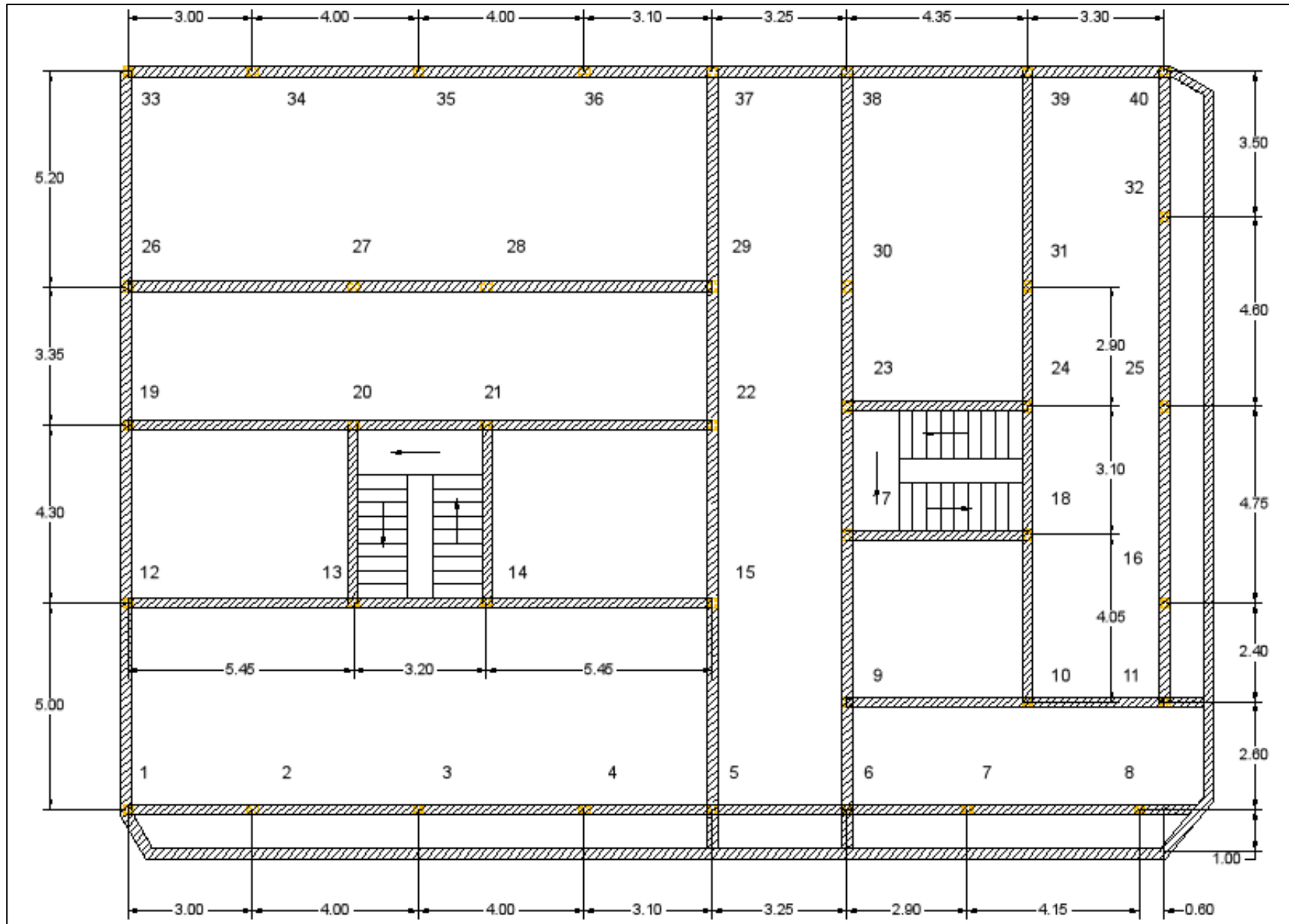
# DETALLE COLUMNAS PLANTA SEGUNDA EDIFICIO “LA VIÑA”



# DETALLE COLUMNAS PLANTA TERCERA EDIFICIO “LA VIÑA”



**DETALLE COLUMNAS PLANTA CUARTA EDIFICIO “LA VIÑA”**



#### 4. ANALISIS MODAL

##### SAP 2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios SAP2000														
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,51	0,2200	0,5200	0,00	0,22	0,52	0,00	0,26	0,07	0,26	0,26	0,07	0,26
Mode	2	0,49	0,6180	0,2590	0,00	0,84	0,78	0,00	0,13	0,20	0,55	0,39	0,27	0,81
Mode	3	0,38	0,0330	0,1200	0,00	0,87	0,90	0,00	0,06	0,01	0,08	0,45	0,28	0,90
Mode	4	0,29	0,0000	0,0003	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	5	0,23	0,0003	0,0000	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	6	0,22	0,0006	0,0000	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	7	0,21	0,0008	0,0000	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	8	0,21	0,0005	0,0000	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	9	0,20	0,0000	0,0003	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	10	0,19	0,0000	0,0002	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	11	0,19	0,0001	0,0039	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	12	0,19	0,0000	0,0001	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	13	0,19	0,0000	0,0001	0,00	0,87	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	14	0,19	0,0000	0,0005	0,00	0,87	0,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90
Mode	15	0,19	0,0024	0,0000	0,00	0,88	0,91	0,00	0,00	0,00	0,00	0,45	0,28	0,90



## ETABS

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios ETABS**

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,50	0,10845	0,66899	0	0,10845	0,66899	0	0,71212	0,11906	0,1438	0,71212	0,11906	0,1438
Mode	2	0,46	0,74551	0,14701	0	0,85396	0,816	0	0,15838	0,828	0,00349	0,8705	0,94707	0,14729
Mode	3	0,36	0,03931	0,1012	0	0,89327	0,9172	0	0,11284	0,0441	0,76074	0,98334	0,99116	0,90803
Mode	4	0,28	3E-06	7,8E-05	0	0,89327	0,91727	0	5,1E-05	2E-06	4E-06	0,98339	0,99117	0,90803
Mode	5	0,24	1E-06	0,00016	0	0,89327	0,91743	0	4E-06	4E-06	0,00032	0,98339	0,99117	0,90835
Mode	6	0,21	0,00001	0,00056	0	0,89328	0,91799	0	0,00018	0	0,00026	0,98357	0,99117	0,90861
Mode	7	0,20	4E-06	3E-06	0	0,89329	0,91799	0	8,7E-05	1E-06	9,9E-05	0,98366	0,99117	0,90871
Mode	8	0,20	0,00038	8E-06	0	0,89366	0,918	0	5E-06	2,8E-05	8,4E-05	0,98366	0,9912	0,9088
Mode	9	0,19	7E-06	0,0004	0	0,89367	0,9184	0	8,4E-05	1E-06	0,00021	0,98375	0,9912	0,90901
Mode	10	0,19	0	1E-06	0	0,89367	0,9184	0	0	0	2E-06	0,98375	0,9912	0,90901
Mode	11	0,18	8,1E-05	0,00234	0	0,89375	0,92074	0	0,0004	0,00001	0,00023	0,98414	0,99121	0,90923
Mode	12	0,18	5,5E-05	0,00117	0	0,8938	0,92191	0	0,00036	5E-06	0,00012	0,9845	0,99122	0,90936

### 3MURI

3							
Mode	T[s]	mx[kg]	Mx[%]	my[kg]	My[%]	mz[kg]	Mz[%]
1	0,50188	462.800	27,61	615.460	36,71	2	0,00
2	0,48537	959.923	57,26	402.156	23,99	13	0,00
3	0,39277	18.118	1,08	425.003	25,35	6	0,00
4	0,17888	46.210	2,76	94.020	5,61	0	0,00
5	0,17152	140.624	8,39	41.171	2,46	17	0,00
6	0,13875	2.114	0,13	47.359	2,82	16	0,00
7	0,10776	4.882	0,29	22.620	1,35	0	0,00
8	0,10191	29.056	1,73	5.514	0,33	1	0,00
9	0,08773	102	0,01	326	0,02	23.810	1,42
10	0,08613	603	0,04	8.398	0,50	795	0,05
11	0,08050	111	0,01	171	0,01	124.786	7,44
12	0,07853	585	0,03	6.999	0,42	1.284	0,08
13	0,07471	7.486	0,45	843	0,05	1.760	0,10
14	0,06858	0	0,00	0	0,00	48.064	2,87
15	0,06657	6	0,00	0	0,00	22.015	1,31
16	0,06597	4	0,00	1.805	0,11	26.369	1,57
17	0,06472	79	0,00	2.169	0,13	58.732	3,50
18	0,06451	104	0,01	826	0,05	5.845	0,35
19	0,06369	101	0,01	22	0,00	286.083	17,06
20	0,06345	270	0,02	189	0,01	2.556	0,15

## 5. COMPARACION TIPOS DE SUELO NCSE02 Y EUROCODIGO EC-08

Norma NCSE-02			$V_s$ (m/s)	Eurocódigo EC-8 part 1.				
Descripción	$V_{s30}$ (m/s)	Tipo de suelo		Tipo de suelo	$V_{s30}$ (m/s)	$N_{spt}$ Golpes/30 cm	$c_u$ (kPa)	Descripción
Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	$>750$	I	$>800$	A	$>800$	-	-	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.
Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros.	$750 \geq V_s > 400$	II	800-750 $750-400$	B	360-800	$>50$	$>250$	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.
Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme.	$400 \geq V_s > 200$	III	400-360 $360-200$					
Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando.	$\leq 200$	IV	200-180 $<180$	C	180-360	15-50	70-250	Deep deposits of dense or mediumdense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.
				D	$< 180$	$<15$	$<70$	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.

## 6. TABLAS DE ROTULAS PLASTICAS FEMA 356

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions			Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
			a	b	c		LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure <sup>1</sup>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reint. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear <sup>1</sup>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>1</sup>										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>1</sup>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.										
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V <sub>p</sub> ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.										
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.										

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns										
Conditions			Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
			a	b	c		LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure <sup>1</sup>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear <sup>1, 3</sup>										
All cases <sup>5</sup>			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>1, 3</sup>										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P <sub>o</sub> <sup>1, 3</sup>										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. 2. “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V <sub>p</sub> ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. 3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. 4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.										

Table 6-9 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beam-Column Joints										
Conditions			Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
			Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						IO	Component Type			
							Primary		Secondary	
a	b	c	LS	CP	LS		CP			
i. Interior joints <sup>2,3</sup>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
ii. Other joints <sup>2,3</sup>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>1</sup>	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	—	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
<div>1. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A joint is conforming if hoops are spaced at ≤ <math>h_c/3</math> within the joint. Otherwise, the component is considered nonconforming.</div> <div>2. <math>P</math> is the design axial force on the column above the joint and <math>A_g</math> is the gross cross-sectional area of the joint.</div> <div>3. <math>V</math> is the design shear force and <math>V_n</math> is the shear strength for the joint. The design shear force and shear strength shall be calculated according to Section 6.5.2.3.</div> <div>4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.</div>										



## 7. TABLAS DE ANALISIS INCREMENTAL PUSH-OVER DE SAP2000

PUSH-OVER dirección X

TABLE: Pushover Curve - PUSH-OVER X								
Step	Displacement	BaseForce	Step	Displacement	BaseForce	Step	Displacement	BaseForce
	m	kN		m	kN		m	kN
0	0,00	0,00	51,00	0,06	11177,54	102,00	0,11	20197,67
1	0,00	200,78	52,00	0,06	11457,85	103,00	0,11	20378,84
2	0,00	401,50	53,00	0,06	11757,10	104,00	0,11	20558,23
3	0,00	602,23	54,00	0,06	11841,26	105,00	0,11	20737,37
4	0,00	802,82	55,00	0,06	11896,22	106,00	0,11	20915,95
5	0,01	1003,37	56,00	0,06	11884,67	107,00	0,11	21092,97
6	0,01	1203,85	57,00	0,07	12120,87	108,00	0,11	21269,81
7	0,01	1404,30	58,00	0,07	12317,95	109,00	0,12	21446,02
8	0,01	1604,61	59,00	0,07	12497,89	110,00	0,12	21621,55
9	0,01	1756,15	60,00	0,07	12798,45	111,00	0,12	21796,31
10	0,01	1956,25	61,00	0,07	13065,63	112,00	0,12	21970,83
11	0,01	2156,24	62,00	0,07	13341,79	113,00	0,12	22145,49
12	0,01	2463,67	63,00	0,07	13515,04	114,00	0,12	22319,78
13	0,01	2662,05	64,00	0,07	13686,52	115,00	0,12	22493,45
14	0,01	2860,36	65,00	0,08	13857,32	116,00	0,12	22666,27
15	0,02	3058,61	66,00	0,08	14027,53	117,00	0,12	22515,72
16	0,02	3267,56	67,00	0,08	14196,67	118,00	0,12	22502,81
17	0,02	3462,51	68,00	0,08	14366,07	119,00	0,12	22686,29
18	0,02	3657,25	69,00	0,08	14533,33	120,00	0,12	22869,11
19	0,02	3851,62	70,00	0,08	14616,72	121,00	0,13	23051,32
20	0,02	4045,22	71,00	0,08	14746,53	122,00	0,13	23067,66
21	0,02	4240,06	72,00	0,08	14982,11	123,00	0,13	23251,04
22	0,02	4574,52	73,00	0,08	15163,16	124,00	0,13	23432,32
23	0,03	4911,50	74,00	0,08	15343,03	125,00	0,13	23613,17
24	0,03	5230,00	75,00	0,08	15521,59	126,00	0,13	23793,60
25	0,03	5436,30	76,00	0,09	15698,30	127,00	0,13	23973,59
26	0,03	5624,78	77,00	0,09	15875,28	128,00	0,13	24152,93
27	0,03	5829,36	78,00	0,09	16051,75	129,00	0,13	24332,07
28	0,03	6011,59	79,00	0,09	16140,59	130,00	0,13	24520,59
29	0,03	6331,36	80,00	0,09	16345,28	131,00	0,13	24565,76
30	0,03	6511,43	81,00	0,09	16525,27	132,00	0,13	24565,58
31	0,04	6761,82	82,00	0,09	16704,23	133,00	0,14	24773,60
32	0,04	6937,60	83,00	0,09	16882,55	134,00	0,14	24950,48
33	0,04	7114,72	84,00	0,09	17060,71	135,00	0,14	25126,89
34	0,04	7441,61	85,00	0,09	17237,79	136,00	0,14	25303,07
35	0,04	7471,40	86,00	0,09	17414,72	137,00	0,14	25479,11
36	0,04	7660,96	87,00	0,10	17591,32	138,00	0,14	25654,95
37	0,04	7881,95	88,00	0,10	17767,23	139,00	0,14	25830,40
38	0,04	8065,41	89,00	0,10	17942,60	140,00	0,14	26005,55
39	0,04	8362,37	90,00	0,10	18117,72	141,00	0,14	26180,44
40	0,05	8644,60	91,00	0,10	18291,69	142,00	0,14	26355,28
41	0,05	8939,90	92,00	0,10	18552,72	143,00	0,09	17283,26
42	0,05	9258,44	93,00	0,10	18713,84			
43	0,05	9296,69	94,00	0,10	18900,93			
44	0,05	9280,19	95,00	0,10	18992,85			
45	0,05	9575,50	96,00	0,10	19000,34			
46	0,05	9819,25	97,00	0,10	19186,64			
47	0,05	10135,34	98,00	0,10	19464,79			
48	0,06	10437,17	99,00	0,11	19648,62			
49	0,06	10743,90	100,00	0,11	19832,17			
50	0,06	11004,00	101,00	0,11	20015,29			



PUSH-OVER Dirección Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH-OVER Y					
Step	Displacement	BaseForce	Step	Displacement	BaseForce
	m	kN		m	kN
0	0,00	0,00	55,00	0,07	10081,75
1	0,00	171,46	56,00	0,07	10208,78
2	0,00	342,92	57,00	0,07	10457,40
3	0,00	458,79	58,00	0,07	10583,61
4	0,00	630,12	59,00	0,07	10709,62
5	0,00	801,44	60,00	0,07	10848,92
6	0,00	972,70	61,00	0,07	11094,73
7	0,01	1143,88	62,00	0,08	11282,91
8	0,01	1430,07	63,00	0,08	11513,23
9	0,01	1600,79	64,00	0,08	11573,03
10	0,01	1771,35	65,00	0,08	11618,85
11	0,01	1980,63	66,00	0,08	11783,60
12	0,01	2148,31	67,00	0,08	11941,51
13	0,01	2315,96	68,00	0,08	12098,60
14	0,01	2571,81	69,00	0,08	12254,65
15	0,02	2805,91	70,00	0,08	12410,14
16	0,02	3010,94	71,00	0,08	12565,02
17	0,02	3170,06	72,00	0,08	12688,81
18	0,02	3418,38	73,00	0,08	12763,76
19	0,02	3575,44	74,00	0,08	12912,82
20	0,02	3753,43	75,00	0,09	13060,97
21	0,02	3906,08	76,00	0,09	13208,46
22	0,02	4160,15	77,00	0,09	13330,78
23	0,03	4308,48	78,00	0,09	13600,60
24	0,03	4456,54	79,00	0,09	13893,95
25	0,03	4660,40	80,00	0,09	14173,88
26	0,03	4905,63	81,00	0,09	14320,18
27	0,03	5047,80	82,00	0,09	14465,31
28	0,03	5188,86	83,00	0,10	14744,53
29	0,03	5368,64	84,00	0,10	15015,69
30	0,03	5507,54	85,00	0,10	15157,29
31	0,03	5589,16	86,00	0,10	15298,49
32	0,03	5763,98	87,00	0,10	15438,48
33	0,04	5934,85	88,00	0,10	15577,43
34	0,04	6092,38	89,00	0,10	15716,79
35	0,04	6252,44	90,00	0,10	15855,57
36	0,04	6424,90	91,00	0,11	15993,90
37	0,04	6611,01	92,00	0,11	16313,12
38	0,04	6815,87	93,00	0,11	16464,13
39	0,04	7032,89	94,00	0,11	16750,17
40	0,04	7192,24	95,00	0,11	16898,98
41	0,05	7383,05	96,00	0,11	17047,43
42	0,05	7613,19	97,00	0,11	17195,11
43	0,05	7764,81	98,00	0,11	17342,55
44	0,05	7948,33	99,00	0,11	17489,95
45	0,05	8082,35	100,00	0,11	17666,08
46	0,05	8274,23	101,00	0,11	17818,56
47	0,05	8531,01	102,00	0,12	17970,49
48	0,06	8762,95	103,00	0,12	18121,19
49	0,06	9001,26	104,00	0,12	18271,19
50	0,06	9180,15	105,00	0,12	18420,77
51	0,06	9366,56	106,00	0,12	18570,23
52	0,06	9611,81	107,00	0,12	18719,10
53	0,06	9774,46	108,00	0,12	18867,84
54	0,06	9901,67	109,00	0,06	9015,36

## 8. TABLAS DE ANALISIS INCREMENTAL PUSH-OVER DE 3MURI

PUSH-OVER dirección X

3MURI PUSH - OVER X LA VINA			
steps	d roof (cm)	Shear Base (kN)	Shear Base (kg)
1	0,00	0,00	0,00
2	0,10	129,98	13249,75
3	0,20	293,07	29875,04
4	0,30	451,08	45981,35
5	0,40	602,44	61410,90
6	0,50	743,75	75815,08
7	0,60	843,94	86028,85
8	0,70	938,57	95674,44
9	0,80	1049,27	106959,50
10	0,90	1112,51	113406,16
11	1,00	1202,85	122615,06
12	1,10	1222,58	124625,41
13	1,20	1205,76	122911,45
14	1,30	1251,27	127550,70
15	1,40	1331,65	135743,99
16	1,50	1374,39	140101,34
17	1,60	1427,54	145518,41
18	1,70	1447,28	147531,47
19	1,80	1479,06	150770,78
20	1,90	1519,75	154918,66
21	2,00	1556,78	158693,05
22	2,10	1589,94	162073,70
23	2,20	1619,16	165051,70
24	2,30	1646,72	167861,69
25	2,40	1672,73	170512,82
26	2,50	1672,51	170490,55
27	2,60	1702,20	173516,72
28	2,70	1727,78	176124,05
29	2,80	1750,03	178392,46
30	2,90	1740,37	177408,09
31	3,00	1729,26	176274,92
32	3,10	1746,24	178005,94
33	3,20	1672,28	170466,56
34	3,30	1660,25	169240,21
35	3,40	1700,35	173328,60
36	3,50	1670,04	170238,23
37	3,60	1638,42	167015,52
38	3,70	1660,00	169214,88
39	3,80	1619,41	165077,75
40	3,90	1642,11	167391,60
41	4,00	1604,32	163538,96
42	4,10	1576,84	160737,90
43	4,20	1565,25	159557,03
44	4,30	1547,05	157701,17
45	4,40	1551,34	158138,40
46	4,50	1573,24	160370,87
47	4,60	1564,31	159460,82
48	4,70	1559,24	158944,11
49	4,80	1404,79	143199,59
50	4,90	1426,89	145452,75
51	5,00	1438,51	146637,46
52	5,10	1429,07	145674,94
53	5,20	1397,47	142453,37

*Modelado Estructural de Edificios Convencionales. Aplicación al Análisis de Fragilidad del Edificio “La Viña” en Lorca (Murcia)*






PUSH-OVER Dirección Y

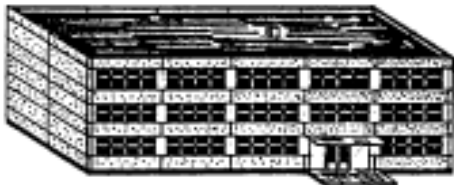
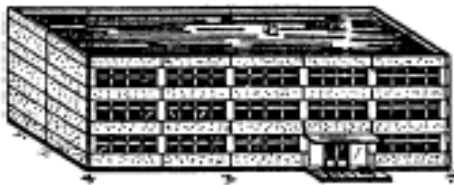



3MURI PUSH - OVER Y LA VINA			
steps	d roof (cm)	Shear Base (kN)	Shear Base (kg)
1	0,00	0,00	0,00
2	0,10	190,65	19434,57
3	0,20	381,67	38906,62
4	0,29	572,69	58378,68
5	0,39	763,27	77805,22
6	0,49	894,57	91189,96
7	0,59	1074,74	109555,86
8	0,68	1249,08	127327,32
9	0,78	1329,56	135531,29
10	0,88	1494,14	152308,26
11	0,97	1545,62	157555,50
12	1,07	1610,34	164153,11
13	1,17	1670,77	170312,52
14	1,27	1771,78	180609,50
15	1,36	1800,42	183528,77
16	1,46	1836,80	187237,79
17	1,56	1874,17	191046,39
18	1,66	1862,01	189807,40
19	1,75	1859,21	189522,41
20	1,85	1862,77	189884,31
21	1,95	1824,71	186004,87
22	2,05	1817,90	185311,15
23	2,15	1841,26	187692,20
24	2,25	1813,19	184830,58
25	2,35	1807,07	184207,22
26	2,44	1808,68	184370,88
27	2,54	1776,83	181124,68
28	2,64	1739,47	177316,21
29	2,74	1736,55	177018,76
30	2,83	1754,24	178821,15
31	2,93	1761,44	179555,82
32	3,03	1764,18	179834,53
33	3,13	1767,70	180193,93
34	3,23	1751,65	178557,11
35	3,33	1718,75	175203,66
36	3,42	1723,09	175646,34
37	3,52	1705,42	173845,44
38	3,62	1701,24	173419,01
39	3,72	1706,74	173979,97
40	3,82	1703,69	173668,74
41	3,92	1693,87	172667,95
42	4,02	1696,15	172900,58
43	4,12	1673,54	170595,51
44	4,21	1649,10	168103,77
45	4,31	1646,44	167832,47
46	4,41	1603,19	163424,27
47	4,51	1582,48	161312,56
48	4,61	1611,37	164257,44
49	4,71	1550,21	158022,94
50	4,81	1469,13	149758,02

## 9. ESCALA DE INTENSIDAD MACROSISMICA EMS-98

Tipo de Estructura		Clase de Vulnerabilidad					
		A	B	C	D	E	F
MAMPOSTERÍA	Paredes de peña viva / roca de cantera	○					
	Adobe (ladrillo de tierra)	○—					
	Roca simple	-○					
	Roca masiva		—○—				
	Unidades de roca manufacturada	-○—					
	Ladrillo no reforzado, pisos de HA		—○—				
	Reforzado o confinado			-○—			
HORMIGÓN ARMADO (HA)	Armazón sin diseño sismorresistente (DSR)	-...-○—					
	Armazón con un nivel moderato de DSR		-...-○—				
	Armazón con un alto nivel de DSR			-...-○—			
	Paredes sin DSR		-○—				
	Paredes con un nivel moderato de DSR			-○—			
	Paredes con un nivel alto de DSR				-○—		
ACERO	Estructuras de acero			-...-○—			
MADERA	Estructuras de madera		-...-○—				

○ Clase de vulnerabilidad más probable; — Rango probable;  
 .... Rango de casos excepcionales, menos probables

Clasificación del daño a edificios de mampostería	
	<p><b>Grado 1: Sin daños a daños leves</b> (Sin daño estructural, daño no estructural leve)</p> <p>Grietas muy delgadas en muy pocos muros. Caída de pequeños pedazos de enlucido o enfoscado. Caída de rocas sueltas desde la parte alta de edificios en muy pocos casos.</p>
	<p><b>Grado 2: Daños moderados</b> (daño estructural leve, daño no estructural moderado)</p> <p>Grietas en muchos muros. Caída de pedazos grandes de guarnecido. Colapso parcial de chimeneas.</p>
	<p><b>Grado 3: Daños sustanciales a severos</b> (daño estructural moderado, daño no estructural severo)</p> <p>Grietas largas y extensas en casi todos los muros. Caída de tejas. Fractura de las chimeneas en la línea del techo; fallo de los elementos individuales no estructurales (particiones, frontones).</p>
	<p><b>Grado 4: Daños muy severos</b> (daño estructural severo, daño no estructural muy severo)</p> <p>Fallo serio de los muros; fallo estructural parcial de techos y pisos.</p>
	<p><b>Grado 5: Destrucción</b> (daño estructural muy severo)</p> <p>Colapso total o casi total.</p>

Clasificación del daño a edificios de hormigón armado	
	<p><b>Grado 1: Sin daños a daños leve</b> (Sin daño estructural, daño no estructural leve)</p> <p>Grietas delgadas en el guarnecido sobre elementos de la estructura o en la base de los muros. Grietas delgadas en particiones y tabiques.</p>
	<p><b>Grado 2: Daños moderados</b> (daño estructural leve, daño no estructural moderado)</p> <p>Grietas en columnas y vigas y en muros estructurales. Grietas en particiones y tabiques; caída de revestimiento frágil y guarnecido. Caída de mortero en las uniones de paneles de muros.</p>
	<p><b>Grado 3: Daños sustanciales a severos</b> (daño estructural moderado, daño no estructural severo)</p> <p>Grietas en columnas y uniones entre columnas y vigas de la estructura en la base y en las uniones de muros acoplados. Desconchamiento del revestimiento de hormigón, torcedura de varillas de refuerzo. Grandes grietas en muros de particiones y en tabiques, fallo de tabiques individuales.</p>
	<p><b>Grado 4: Daños muy severos</b> (daño estructural severo, daño no estructural muy severo)</p> <p>Grandes grietas en elementos estructurales con fallo por compresión de hormigón y fractura de barras corrugadas; Fallos en la junta de vigas reforzadas; inclinación de columnas. Colapso de algunas columnas o de un único piso superior.</p>
	<p><b>Grado 5: Destrucción</b> (daño estructural muy severo)</p> <p>Colapso de la planta baja o de partes de edificios (por ejemplo alas).</p>